

30-0132/001

**SCHUBTRAGVERHALTEN VON SPANNBETONBAUTEILEN
MIT VORSPANNUNG OHNE VERBUND**

Abschlußbericht

vorgelegt

von

**o.Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
Dr.-Ing. J. Hegger**

BIBLIOTHEK
Institut für Bauteile, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 62
D-3300 Braunschweig

Braunschweig, Januar 1986

**Gefördert mit Forschungsmitteln des Deutschen Ausschusses
für Stahlbeton (Az. : N VII V 244 1/84)**

Vorwort

Die vorliegende Untersuchung zum Schubtragverhalten von Spannbetonbalken mit Vorspannung ohne Verbund wurde mit Forschungsmitteln des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton gefördert.

Die Verfasser danken allen, die bei der Durchführung des Forschungsvorhabens mitgewirkt haben, insbesondere den Mitgliedern der Beratergruppe, den Herren

Dr.-Ing. H. Bechert,
Dr.-Ing. D. Jungwirth
und Dr.-Ing. E. Wölfel,

die durch vielfältige Anregungen und kritische Durchsicht des Abschlußberichtes das Vorhaben gefördert haben.

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Problemstellung	1
1.3	Ziel und Umfang der Untersuchung .	5
2	Experimentelle Untersuchung	6
2.1	Versuchsprogramm	6
2.2	Versuchskörper	9
2.2.1	Abmessungen und Bewehrung . . .	9
2.2.2	Materialkennwerte	11
2.2.3	Herstellen der Versuchs- körper	14
2.3	Versuchseinrichtung	16
2.3.2	Meßeinrichtung	16
2.3.2	Belastungseinrichtung	18
2.4	Versuchsdurchführung	18
2.5	Versuchsergebnisse	22
2.5.1	Allgemeines	22
2.5.2	Riß- und Bruchverhalten . . .	22
2.5.3	Balkendurchbiegungen	30
2.5.4	Spannungszuwachs des Spann- stahls	32
2.5.5	Dehnungen der Betonstahl- längsbewehrung	36
2.5.6	Betonverformungen im Steg .	39
2.5.7	Bügeldehnungen	40
3	Untersuchungen nach der Methode der Finiten Elemente	43
3.1	Allgemeines	43
3.2	Berechnungsgrundlagen	44
3.2.1	Elementtyp und Elementnetz .	44
3.2.2	Rechenablauf	45
3.2.3	Werkstoffgesetz für Stahl .	46

3.2.4 Werkstoffgesetze für Beton46
3.3 Ergebnisse der Berechnungen51
4 Analyse des Tragverhaltens58
4.1 Allgemeines58
4.2 Spannbetonbalken ohne Schubbe- wehrung58
4.3 Spannbetonbalken mit Schubbe- wehrung60
4.3.1 Tragverhalten60
4.3.2 Vergleich mit Bemessungsmo- dellen65
5 Bemessungsvorschlag74
6 Zusammenfassung75
7 Literaturverzeichnis79
Anhang85

BEZEICHNUNGEN

1. Große lateinische Buchstaben

A_b	Querschnittsfläche des Betons
A_s	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
A_v	Querschnittsfläche der Spannbewehrung
E_v, E_s, E_b	E-Modul des Spannstahles, des Betonstahles, des Betons
G_o	elastischer Schubmodul
G_r	Schubmodul im Zustand II
L	Spanngliedlänge zwischen den Ankerstellen
M_o	Dekompressionsmoment
M_u	Bruchmoment, $a \cdot Q_u$
N_v	Normalkraft infolge Vorspannung
Q	Querkraft
Q_u	Querkraft im Bruchzustand
Q_b	Betontraganteil
Q_s	Querkraftanteil der Schubbewehrung
Q_v	Querkraftanteil geneigter Spannglieder
Q_D	Druckstrebentragfähigkeit

2. Kleine lateinische Buchstaben

a	Schubspannweite
$a_{bü}$	Bügelabstand
$a_{s,s}$	Schubbewehrung pro Längeneinheit
$a_{s,bü}$	Bügelbewehrung pro Längeneinheit
b	Plattenbreite
b_o	Stegdicke
d	Bauhöhe
d_o	Plattendicke bei Plattenbalken

f_b	\sqrt{B} , Grundwert der Schubfestigkeit in N/mm^2
f_L, f_F, f_v	dimensionslose Beiwerte für den Längsbewehrungsgehalt, die Querschnittsform und den Vorspanngrad bei der Ermittlung des Betontraganteils
h	Nutzhöhe
h_s, h_v	Nutzhöhe des Beton-, Spannstahls
l_G	Gelenklänge
k_b, k_v, k_f	dimensionslose Beiwerte für die Betondruckfestigkeit, den Spannbewehrungsgehalt und die Querschnittsform bei der Ermittlung des Spannungszuwachses
s	Standardabweichung
z	$\sim 0.9h$, Hebelarm der inneren Kräfte

3. Griechische Buchstaben

β	Winkel zwischen der Achse der Schubbewehrung und der Balkenlängsachse
α	Spanngliedneigung
θ	Winkel zwischen Druckstreben und Balkenlängsachse
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit des Betons
β_C	Zylinderdruckfestigkeit
β_P	Prismendruckfestigkeit
β_W	Würfeldruckfestigkeit des Beton
β_{WN}	Nennfestigkeit des Betons
β_{WS}	Serienfestigkeit des Betons
$\beta_{s,s}, \beta_{s,v}$	Streckgrenze des Betonstahls, des Spannstahls
$\Delta\sigma_v$	Spannungszuwachs im Spannstahl infolge äußerer Last
$\Delta\tau$	Korrekturwert des Betontraganteils

μ_L	$100 (A_v + A_s)/(b_o \cdot h)$
μ_v	$100 A_v/A_b$
$\mu_{s,s}$	Schubbewehrungsgrad
$\mu_{s,bü}$	Bügelbewehrungsgrad
τ_u	$Q_u/(b_o \cdot 0,9 \cdot h)$, Bruchschubspannung

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Während das Biegebruchverhalten bei Vorspannung ohne Verbund schon Thema zahlreicher Untersuchungen war, liegen zum Schubtragverhalten bisher nur wenige Untersuchungen vor. Der Grund für diese geringe Forschungstätigkeit ist darin zu suchen, daß die Vorspannung ohne Verbund in der Vergangenheit vorwiegend bei punktgestützten Flachdecken eingesetzt worden ist. Daher existieren auf dem Gebiet des Schubtragverhaltens lediglich zum Durchstanzen grundlegende Untersuchungen. Das Schubtragverhalten von Balken wurde bisher nur von Lorentzen /1/ und Jena/Pannell /2/ an Balken ohne Schubbewehrung untersucht. Mit der vorliegenden Untersuchung, die aus Forschungsmitteln des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton gefördert wurde, wird die in /3/ beschriebene Versuchsserie fortgesetzt, um das Querkrafttragverhalten von schubbewehrten Balken mit Vorspannung ohne Verbund zu klären.

1.2 Problemstellung

Solange ein Tragwerk unter geringer Querkraftbeanspruchung im ungerissenen Zustand bleibt, erfolgt die Querkraftabtragung sowohl für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbalken unabhängig von der Verbundart nahezu vollständig über den ungerissenen Betonquerschnitt. Eine vorhandene Schubbewehrung wird zu diesem Zeitpunkt entsprechend

dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Schubbe-
wehrung und ungerissenem Betonquerschnitt
nur gering beansprucht.

Für Balken mit im Verbund liegender Längsbe-
wehrung kann die Querkraftabtragung nach der
Schubrißbildung, wie zahlreiche Untersuchun-
gen gezeigt haben /4,5,6/ mit Fachwerkmodel-
len zutreffend beschrieben werden. Nach der
Fachwerkanalogie stellen die Schubbeweh-
rungsstäbe die Zugstäbe, die Betonprismen
zwischen den Schubrisen die Druckstreben
eines engmaschigen Fachwerkes dar (Bild 1).
Die hieraus resultierende Horizontalkompo-
nente ΔZ , die für das Gleichgewicht am Fach-
werkknoten erforderlich ist, führt zu einer
Erhöhung der Biegezugkraft, die sich nach
der Stabstatik aus der M/z -Linie ergibt;
sie wird über Verbund von der Zugbewegung
aufgenommen.

Bei einem Balken, der nur verbundlose Beweh-
rung wie Spannglieder ohne Verbund enthält,
kann die für das Gleichgewicht am Fachwerk-
knoten notwendige Horizontalkraft ΔZ im ge-
rissenen Zustand II nicht aufgenommen wer-
den; die Druckstreben können sich lediglich
auf Bereiche mit ungerissener Zugzone oder
an den Verankerungen des Zuggurtes abstüt-
zen. Diesem prinzipiellen Tragverhalten
entspricht ein von Wölfel /7/ und Jungwirth
/8/ vorgeschlagenes Tragwerkmodell, wonach
die Querkräfte über ein Bogen-Zugbandmodell
bzw. Sprengwerk abgetragen werden und eine
Schubbewehrung statisch nicht erforderlich
ist. Erst wenn im Zuggurt neben den ver-
bundlosen Spanngliedern Betonstahlbewehrung
vorhanden ist, wird eine Überlagerung von

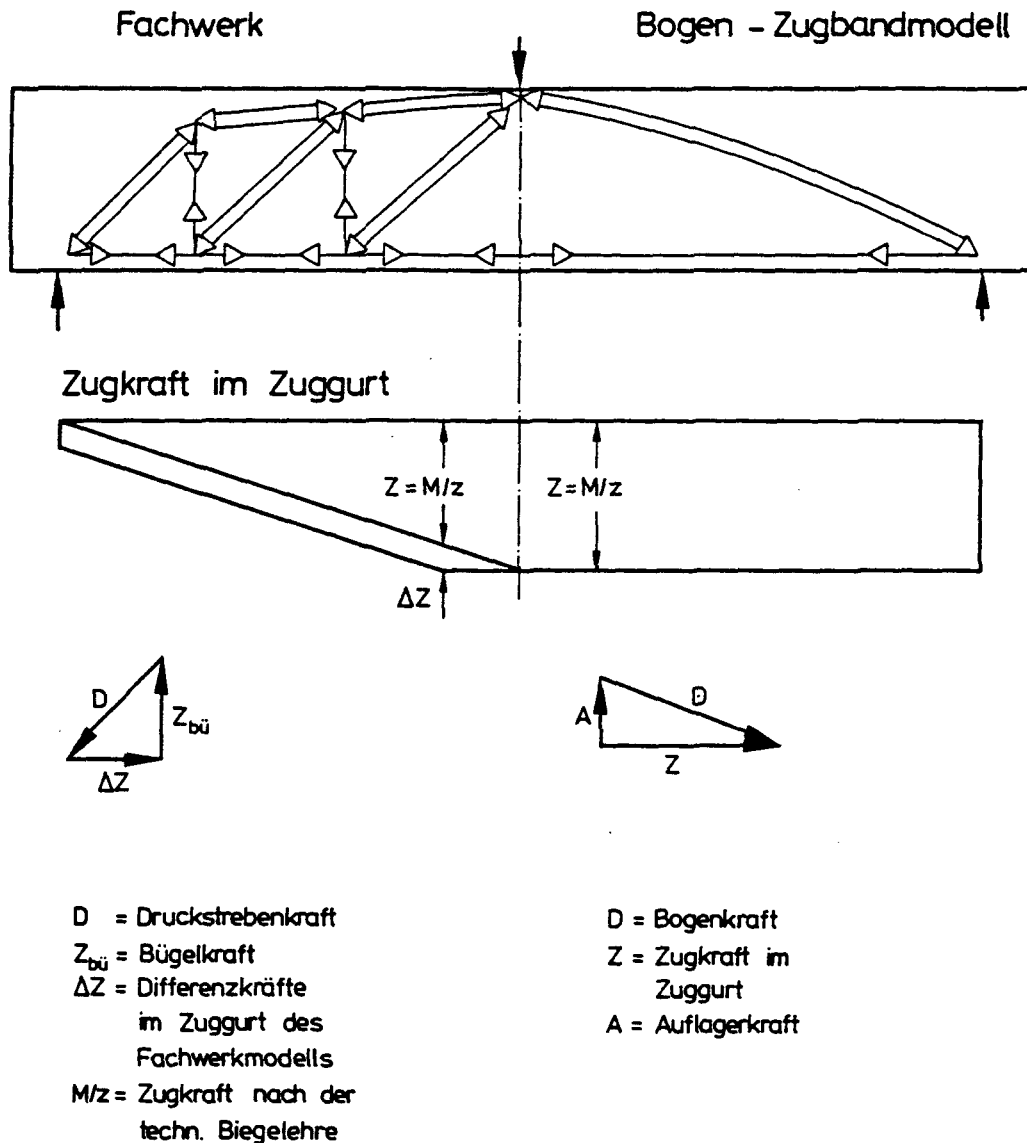


Bild 1.1: Fachwerk- und Bogen-Zugbandmodell

Bogen-Zugband- und Fachwerktragwirkung angenommen. Der dem Fachwerk zuzuweisende Querkraftanteil, für den Bügel zu bemessen sind, wird aus dem Verhältnis der Biegetragfähigkeit der Betonstahlbewehrung zur verbundlosen Spannbewehrung abgeleitet. Allerdings ergeben sich nach diesem Tragmodell, das vergleichsweise wenig Schubbewehrung erfordert, besonders bei profilierten Querschnitten im Steg deutlich höhere Hauptdruckspannungen als nach dem Fachwerkmodell, so daß

die Gefahr eines Druckstrebenbruches ansteigt.

Eigene Untersuchungen /3/ an profilierten Querschnitten dagegen zeigten, daß trotz fehlender im Verbund liegender Längsbewehrung aus den im Versuch gemessenen Bügeldehnungen auf eine nicht unbedeutende Fachwerktragwirkung zu schließen ist. Durch eine Erhöhung der Schubbewehrung konnte die Schubtragfähigkeit erheblich gesteigert werden. Außerdem waren die gemessenen Hauptdruckspannungen im Steg deutlich geringer als nach dem Bogen-Zugbandmodell, was im übrigen die hohe Schubtragfähigkeit der stark schubbewehrten Versuchskörper erklärt. Trotz fehlender Verbundbewehrung konnte sich eine Fachwerktragwirkung einstellen, da der Zuggurt in den Schubzonen aufgrund des für die Vorspannung ohne Verbund typischen Rißverhaltens nahezu frei von Biegerissen blieb und die horizontalen Differenzkräfte aufnehmen konnte.

In der 1982 eingeführten Vornorm DIN 4227 Teil 6 /14/ ist die Frage der Schubbemessung bei Vorspannung ohne Verbund, insbesondere die Wahl des Tragmodells nur unbefriedigend geregelt: Der Nachweis der Schubtragfähigkeit darf sowohl mit Hilfe des Fachwerk- als auch des Bogen-Zugbandmodells geführt werden, obwohl sich die Ergebnisse beider Verfahren signifikant unterscheiden können.

1.3 Ziel und Umfang der Untersuchung

Ausgehend von den in /3,9/ beschriebenen Versuchsergebnissen soll im Rahmen dieser Forschungsarbeit das Schubtragverhalten von Balken mit Vorspannung ohne Verbund experimentell und theoretisch untersucht werden. Die durchgeführten Untersuchungen, die zum Ziel hatten, ein Nachweisverfahren zur Querkraftbemessung bereitzustellen, lassen sich in drei Abschnitte unterteilen:

Im ersten Teil werden die experimentellen Untersuchungen an 5 Balken mit I-Querschnitt beschrieben. Nachdem in /3,9/ Balken mit hohem Bügelbewehrungsgrad, die durch Druckstrebenbruch versagten, untersucht worden sind, wurden für die vorliegende Versuchsserie mittlere Bügelbewehrungsgrade zwischen $\mu_{s,bü} = 0,19 \%$ und $\mu_{s,bü} = 1,20 \%$ gewählt, um das Tragverhalten beim Schubzugversagen studieren zu können.

Im zweiten Teil sind die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen nach der Methode der Finiten Elemente wiedergegeben, die den Einfluß der Verbundart auf die Querkraftabtragung auf theoretischem Wege klären sollten. Hierfür stand eine an der TH Darmstadt weiterentwickelte Version des FE-Programms ADINA zur Verfügung, das nichtlineares Werkstoffverhalten und Rißbildung berücksichtigt.

Im dritten Teil wurde schließlich anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse und Vergleichsrechnungen nach der FE-Methode in einer abschließenden Analyse des Tragverhal-

tens ein Rechenansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bei Balken mit Vorspannung ohne Verbund abgeleitet.

2 Experimentelle Untersuchung

2.1 Versuchsprogramm

Zur experimentellen Untersuchung der Querkraftabtragung bei Balken mit Vorspannung ohne Verbund wurden Versuche an 5 Einfeldbalken mit I-Querschnitt durchgeführt. Alle Versuchsbalken waren konstruktiv derart ausgebildet, daß sich nacheinander in verschiedenen Laststellungen bis zu drei voneinander unabhängige Versagenszonen ausbilden konnten. Eine Übersicht der geprüften Laststellungen und der zugehörigen Versagensbereich geben die Bilder 2.1 und 2.2. Die aufgeführten Balkenbezeichnungen (z.B. B4-1) nennen jeweils die Balkennummer (Balken B4) und die zum Versagen führende Laststellung (1. Laststellung).

Hauptparameter der vorliegenden Untersuchung war der Bügelbewehrungsgrad. Es sollte überprüft werden, inwieweit die Schubtragfähigkeit bei Vorspannung ohne Verbund ebenso wie bei Spannbeton mit Verbund vom Bügelbewehrungsgrad abhängig ist. Während die Schubtragfähigkeit nach der Fachwerkanalogie annähernd linear mit dem Bügelbewehrungsgrad zunimmt, wird sie nach dem Bogen-Zugbandmodell allein durch die Tragfähigkeit des Druckbogens und des Zugbandes bestimmt. Zur Überprüfung dieser unterschiedlichen Modell-

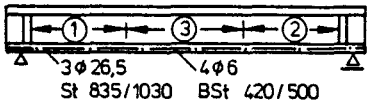
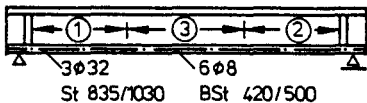
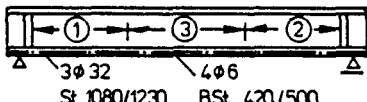
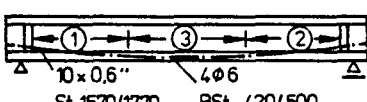
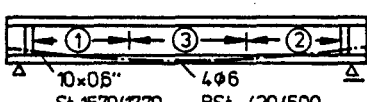
Balken Nr.	Ansicht , Bewehrung	Bügelbewehrung $\phi / a_{b\ddot{u}}$ Bügel - bew.- grad $\mu_{s,b\ddot{u}}$ in %			Laststellung bzw. Versagen in			Beton - festigkeit β_w N/mm ²
		Bereich ①	②	③	Bereich ①	②	③	
B 4		$\phi 6 / 30$ 0,19	$\phi 8 / 20$ 0,54	$\phi 6 / 15$ 0,38	B4-1	B4-2	B4-3	56
B 5		$\phi 10 / 30$ 0,54	$\phi 8 / 10$ 1,08	$\phi 6 / 7^5$ 0,77	B5-1	B5-2	—	56
B 6		$\phi 10 / 20$ 0,79	$\phi 8 / 8^5$ 1,20	$\phi 8 / 25$ 0,41	B6-1	B6-2	B6-3	44
B 7		$\phi 6 / 15$ 0,40	$\phi 8 / 20$ 0,50	$\phi 6 / 30$ 0,20	B7-1	—	B7-3	37
B 8		$\phi 10 / 20$ 0,78	$\phi 8 / 8^5$ 1,18	$\phi 8 / 25$ 0,40	B8-1	—	B8-3	41

Bild 2.1: Versuchsprogramm

vorstellungen wurde der Bügelbewehrungsgrad zwischen $\mu_{s,b\ddot{u}} = 0,19 \%$ und $\mu_{s,b\ddot{u}} = 1,20 \%$ variiert.

Weitere Versuchsparameter waren der Vorspanngrad, die Spanngliedneigung und die Menge der Betonstahl-Längsbewehrung. Der Vorspanngrad κ , definiert als Quotient aus Dekompressionsmoment M_0 und Bruchmoment $M_u = a \cdot Q_u$, betrug zwischen $\kappa = 0,53$ und $\kappa = 0,78$. Der hohe Vorspanngrad war aufgrund des vergleichsweise geringen Spannungszuwachses der verbundlosen Spannglieder im Bruchzustand und der schwachen Betonstahl-Längsbewehrung von $4 \phi 6$ bzw. $6 \phi 8$ erforderlich, um eine ausreichende Biegebruchtragfähigkeit zu ge-

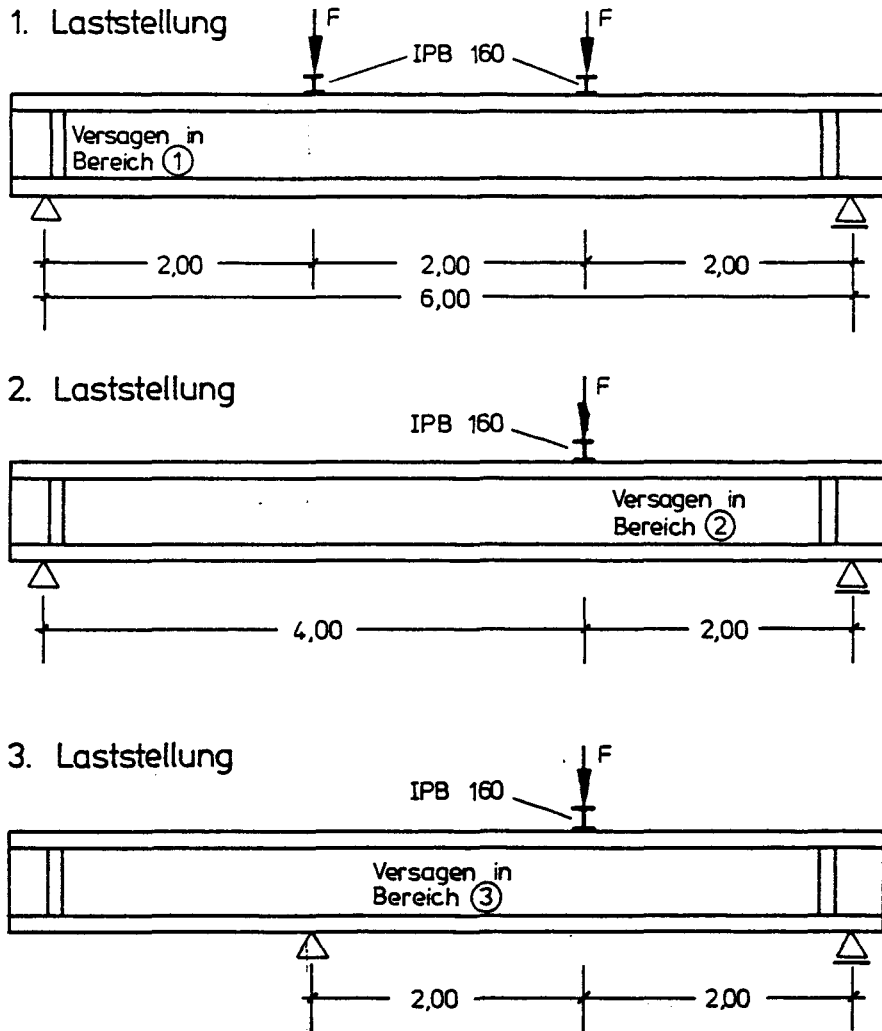


Bild 2.2: Untersuchte Laststellungen

währleisten. Der Betonstahl-Längsbewehrungsgrad wurde gezielt gering gewählt, um einerseits nicht von vornherein eine starke Fachwerktragwirkung zu erzeugen und andererseits die Aufnahme der für die Fachwerktragwirkung erforderlichen horizontalen Differenzkräfte verfolgen zu können. Für hohe Betonstahl-Längsbewehrungsgrade war nämlich zu erwarten, daß sich unabhängig von der Verbundart der Spannglieder eine Fachwerktragwirkung einstellt. Weiterhin sollte mit dem Balken B7 und B8 überprüft werden, inwieweit geneigte Spannglieder wie bei Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung zur

Schubtragfähigkeit beitragen.

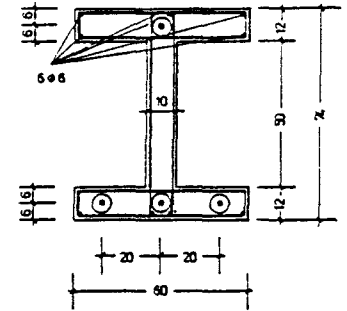
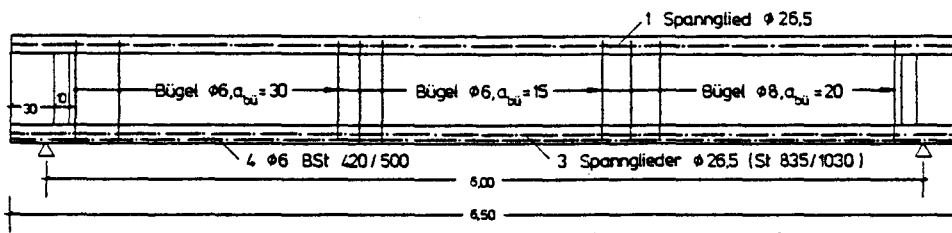
Auf eine Variation des Parameters Querschnittsform wurde verzichtet, da sowohl bei Rechteck- als auch bei Plattenbalkenquerschnitten mit Vorspannung ohne Verbund in der Regel die Biegetragfähigkeit maßgebend wird. Während die Querkraftbeanspruchung bei einem Rechteckquerschnitt aufgrund der konstanten Querschnittsbreite vergleichsweise gering ist, können bei einem Plattenbalken die für die Biegetragfähigkeit notwendigen Spannglieder nicht ohne Querschnittsaufweitung in der Zugzone aufgenommen werden. Außerdem ist bei einem reinen T-Querschnitt, wie Balken B3 in /3/ zeigt, die Aufnahme der auch im Bruchzustand über die gesamte Spanngliedlänge konstanten Vorspannkraft an der Verankerung im Auflagerbereich problematisch.

2.2 Versuchskörper

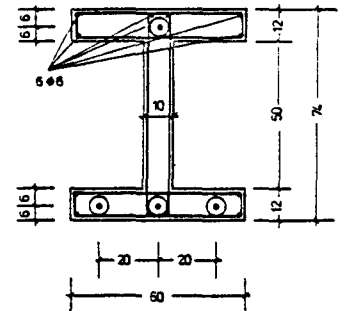
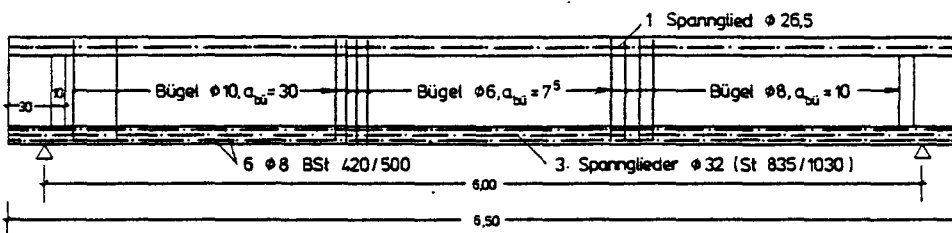
2.2.1 Abmessungen und Bewehrung

Für alle Versuchsbalken wurde ein stark profilierter symmetrischer I-Querschnitt mit einer einheitlichen Stegdicke von $b_0 = 10 \text{ cm}$ gewählt, um die Voraussetzungen für ein eindeutiges Schubversagen zu schaffen (Bild 2.3). Die Schubslankheit $s = a/h$ der untersuchten Balken betrug im Mittel $a/h = 2,95$. Sie lag somit im Bereich des sogenannten "Schubbruchtals" /10/, wonach die Querkrafttragfähigkeit bei $a/h = 3,0$ ein ausgeprägtes Minimum aufweist.

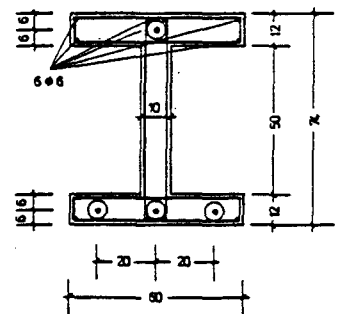
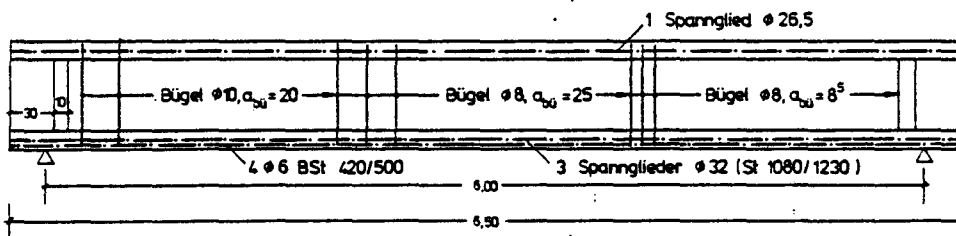
Balken B 4



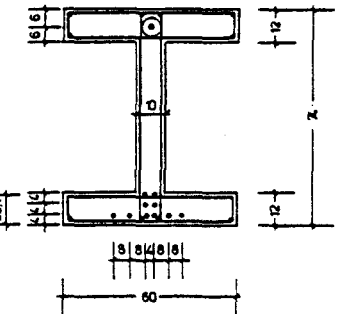
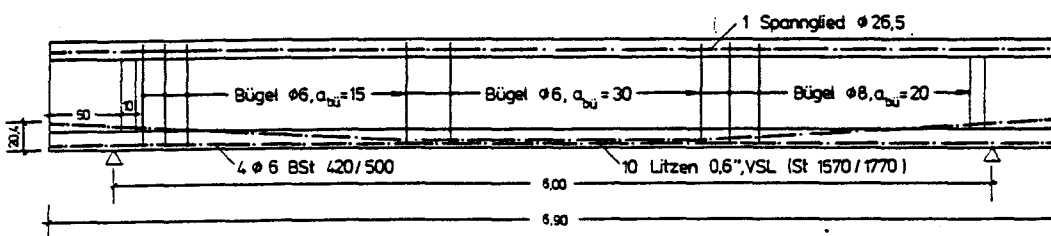
Balken B 5



Balken B 6



Balken B 7



Balken B 8

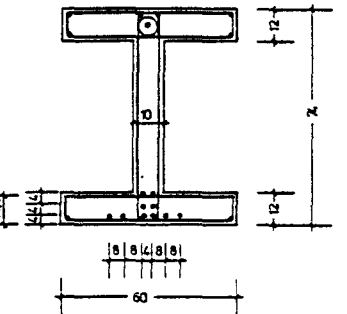
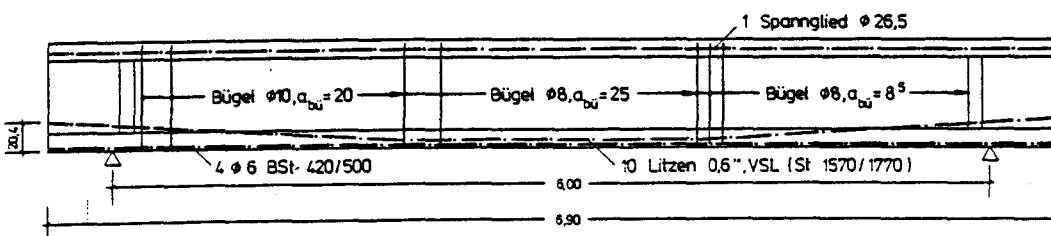


Bild 2.3: Abmessungen und Bewehrung der Balken B4 - B8

Die Spannbewehrung bestand bei den Balken B 4 - B 6 jeweils aus drei geradlinig geführten Dywidag-Einzelspanngliedern $\varnothing 26,5$ bzw. $\varnothing 32$, deren Spannkanäle unverpreßt blieben. Um mögliche Reibung zwischen Beton und Spanngliedern auszuschließen, wurden Hüllrohre mit Obergröße verwendet. Im übrigen zeigten eine Überprüfung nach Ende der experimentellen Untersuchung und die Auswertung der gemessenen Spannstahldehnungen, die über die gesamte Spanngliedlänge annähernd konstant waren, daß die Versuchsergebnisse durch Reibungskräfte zwischen Beton und Spannstahl nicht störend beeinflusst wurden.

Bei den Balken B7 und B8 kamen die für die Vorspannung ohne Verbund zur Zeit typischen 7-drähtigen Monolitzen 0,6" /11/ zum Einsatz, deren PE-Mantel mit Dauerkorrosionsschutzfett ausgepreßt ist. Bei beiden Balken wurden jeweils 10 Monolitzen angeordnet, die in den Auflagerbereichen mit einer mittleren Spanngliedneigung von $\alpha = 3,1^\circ$ verlegt waren (Bild 2.3).

Die Bügelbewehrung bestand aus zweischnittigen Bügeln, deren Durchmesser und Abstand abschnittsweise variiert wurde.

2.2.2 Materialkennwerte

Für alle Versuchsbalken wurde die Betonfestigkeitsklasse B 45 angestrebt. Der Wasser-Zement-Wert betrug zwischen 0,55 und 0,65 bei einem Zementgehalt zwischen 308 und 380 kg pro m^3 frisch verdichtetem Beton. Als Zement wurde ein güteüberwachter Port-

Balken	Anteile je m ³ Frisch - Beton in kg							
	Zement	Wasser	W/Z	Ausbreit- maß cm	Zuschläge			
					0/2	2/8	8/16	Σ
B 4	380	209	0,55	49	555	890	408	1853
B 5	380	209	0,55	45	556	890	408	1854
B 6	310	201	0,65	37	928	745	182	1855
B 7	308	201	0,65	38	925	740	185	1850
B 8	308	201	0,65	38	957	765	192	1914

Tabelle 2.1: Frischbetoneigenschaften

land-Zement PZ 35 F verwandt. Wegen der dichten Bewehrung in den Trägerendbereichen und im Zugflansch wurde das Größtkorn der Zuschläge auf 16 mm begrenzt. Außerdem wurde zur Vermeidung von Betonfehlstellen ein Betonverflüssiger (2 % des Zementgewichtes) eingesetzt. Das zugehörige Ausbreitmaß lag zwischen 38 und 49 cm. Die genaue Frischbetonzusammensetzung kann der Tabelle 2.1 entnommen werden.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden während des Betonierens zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betonfestigkeit der Versuchsbalken bestimmt wurde. Die Mittelwerte dieser Prüfungen sind in Tabelle 2.2 zusammengefaßt.

Für die schlaffe Bügel- und Längsbewehrung der Versuchsbalken wurden Betonstähle der Güte BSt 420/500 RK verwendet. Die Spannbe-
wehrung bestand bei den Balken B4-B6 aus je-
weils drei gerippten Dywidag - Einzelspann-
glieder mit einem Durchmesser von 26,5 mm

Betonkenngrößen in N/mm ²	Balken				
	B 4	B 5	B 6	B 7	B 8
$\beta_{W\ 20, 28\ d}$	55	56	44	40	45
$\beta_{W\ 20, 7\ d}$	39	41	31	26	29
$\beta_{W\ 20, VD}$	56	56	44	37	41
$\beta_{SZ, VD}$	3,7	3,0	2,6	2,7	2,7
$\beta_{BZ, VD}$	3,9	3,6	3,3	3,0	3,2
$\beta_{C, VD}$	50	51	40	36	39
$E_{b, VD}$	26 400	28 000	25 400	24 200	23 000
Alter bei Versuchs- durchführung VD	42	33	20	20	22

Hierin bedeuten : W 20 : 20 - er Würfel
 SZ : Spaltzugfestigkeit , ϕ 15 / 30
 BZ : Biegezugfestigkeit , 15 / 15 / 70
 C : Zylinderdruckfestigkeit , ϕ 15 / 35

Tabelle 2.2: Festbetoneigenschaften

bzw. 32 mm der Stahlgüte St 835/1030 bzw. St 1080/1230. Bei Balken B7 und B8 wurden VSL 0,6" - Monolitzen mit einer Nennquerschnittsfläche von 140 mm² der Stahlgüte St 1570/1770 eingesetzt. Die an Materialproben gewonnenen Kennwerte der verwendeten Beton- und Spannstähle sind in Tabelle 2.3 zusammengestellt.

Versuchs- balken	Stahlgüte	ϕ mm	A_s, A_v mm ²	β_s N/mm ²	β_z N/mm ²	ϵ_u %
Balken B4 und Balken B5	BS t 420/500 RK	6	29	475	574	14,4
		8	54	449	536	15,9
		10	82	485	577	13,7
	St 835/1030	26,5	548	873	1099	8,8
		32	801	896	1084	8,1
Balken B6	BS t 420/500 RK	6	30	484	586	13,1
		8	51	499	613	24,0
		10	79	510	641	23,5
	St 1080/1230	32	795	1 143	—	—
Balken B7 und Balken B8	BS t 420/500 RK	6	30	469	564	10,9
		8	50	508	624	23,1
		10	78	498	618	23,2
	St 1570/1770	0,6"	138	1789	1927	—

Tabelle 2.3: Materialkennwerte der Beton- und Spannstähle

2.2.3 Herstellen der Versuchskörper

Als seitliche und untere Schalung dienten glatte Betoplanschaltafeln, an den Stirnseiten der Balken wurden steife Stahlplatten mit Bohrungen für die Spannglieder als Ankerplatten angeordnet.

Die Betonstahlbewehrung wurde in Form von vorgefertigten Bewehrungskörben in die Schalung eingebaut. Es folgte das Einfädeln der Spannglieder, die in regelmäßigen Abständen durch Traversen gehalten waren. Bei den Balken B4-B6 wurde außerdem innerhalb der Hüllrohre mittels Schablonen für eine mitti-

ge Lage der Spannstäbe gesorgt, um unerwünschte Reibung zwischen Spannglied und Hüllrohrwandung auszuschließen.

Das Verdichten des Frischbetons erfolgte sowohl mit Innen- als auch Außenrüttlern, so daß auch die schwer zugänglichen Untergurte einwandfrei hergestellt werden konnten.

Während der ersten sieben Tage nach dem Betonieren wurden alle Balken unter feuchten Tüchern gelagert, die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle.

Zum gefahrlosen Transport und um ein vorzeitiges Aufreißen der Biegezugzone zu verhindern, wurde zunächst vor dem Umsetzen der Versuchsbalken auf die Auflager der Prüfeinrichtung eine Teilvorspannung aufgebracht. Anschließend wurde schrittweise die geplante Endvorspannung aufgebracht, wobei die Steuerung der Pressenkräfte entweder direkt anhand der gemessenen Spannstahldehnungen (Balken B4-B6) oder über Kraftmessdosen (Balken B7 und B8) erfolgte. Um bei fehlender oder geringer äußerer Belastung ein Aufreißen der Biegedruckzone infolge der exzentrischen Vorspannung zu verhindern, besaßen alle Versuchsbalken in der Biegedruckzone ein verbundlos geführtes Montagespannglied. Die Größe der Vorspannkraft wurde so gewählt, daß die Randzugspannungen in der Biegedruckzone im Lastfall Vorspannung nicht mehr als 1 MN/m^2 betrugen.

2.3 Versuchseinrichtung

2.3.1 Meßeinrichtung

Die Anordnung der Meßstellen ist im Anhang in den Bildern A2.1 bis A2.7 wiedergegeben. Im einzelnen wurden folgende Messungen zur Beurteilung des Tragverhaltens unter Querkraftbeanspruchung durchgeführt:

- Alle Balken waren mit Dehnungsmeßstreifen an den Bügeln versehen. An einzelnen ausgewählten Bügeln waren jeweils 3 Meßstellen auf den Bügelschenkeln angeordnet. Die genaue Lage der Bügelmeßstellen kann den Bildern A2.1 bis A2.5 entnommen werden.
- Die Dehnungen des Spannstahles wurden bei den Balken B4-B6 mit Dehnmeßstreifen an verschiedenen Stellen, verteilt über die Balkenlänge, gemessen (Bilder A2.1 - A2.3). Die Vorspannkräfte der Balken B7 und B8 wurden mittels Kraftmeßdosen erfaßt, die am Festanker der VSL-Monolitzen zwischen Ankerplatte und Keilverankerung angeordnet waren (Bilder A2.4 und A2.5).
- Bei allen Versuchsbalken war die Betonstahl-Längsbewehrung in der vorgedrückten Zugzone mit Dehnungsmeßstreifen versehen (Bilder A2.1 - A2.5).
- Zur Messung der Stauchungen in der Druckzone waren jeweils 10 Dehnmeßstreifen auf der Oberseite des Druckflansches vorgesehen (Bild A2.6).

- Die Messung der Betonverformungen im Steg erfolgte durch Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 100 mm. In verschiedenen Meßquerschnitten waren Meßrosetten angebracht, an denen die Betondehnungen in 3 Richtungen (0° , 45° , 90°) gemessen wurde, so daß Größe und Richtung der Hauptdehnungen bestimmt werden konnten. Nach Ausbildung eines ausgeprägten Schubrißbildes wurden weitere Setzdehnungsmeßstellen mit einer Neigung von 45° angeordnet, um die Verformungen der Betondruckstreben zu erfassen. Die Lage aller Setzdehnungsmeßstellen ist in Bild A2.7 dargestellt.
- Die Rißentwicklung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet, so daß für jede Laststufe das zugehörige Rißbild nachgezeichnet werden konnte. Die Rißbreiten wurden in ausgewählten Laststufen entlang vorgegebener Meßlinien gemessen. Hierbei wurde eine Videokamera eingesetzt, mit der die Rißbreiten zunächst an festgelegten Meßpunkten aufgezeichnet und später mittels eines geeichten Maßstabes am Bildschirm ausgewertet wurden.
- Die Balkendurchbiegungen wurden mit induktiven Weggebern an den in Anlage A2.6 angegebenen Stellen ermittelt.

Sämtliche elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage der Firma Hottinger vom Typ UPH 3200 durchgeführt, mit einer Tektronix 4051 zwischengespeichert und mit Hilfe der Institutsrechenanlage PRIME

550-II ausgewertet.

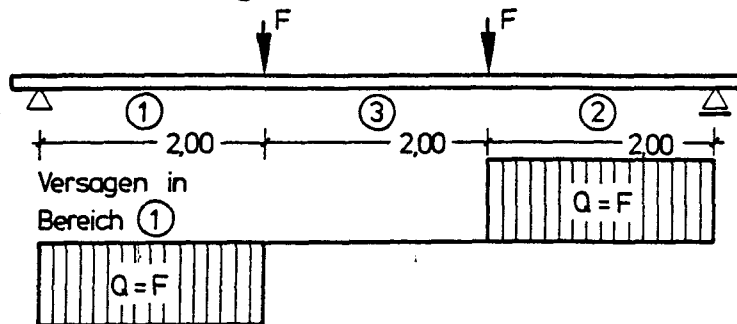
2.3.2 Belastungseinrichtung

Das statische System sowie die Belastungsanordnungen in den einzelnen Laststellungen ist in Bild 2.4 skizziert. Zum Aufbringen der Versuchslasten wurden 1000 bzw. 500 KN Amsler-Pressen benutzt. Die Größe der aufgebrachten Kräfte wurde mittels Kraftmeßdosens und eines Öldruckgebers kontrolliert.

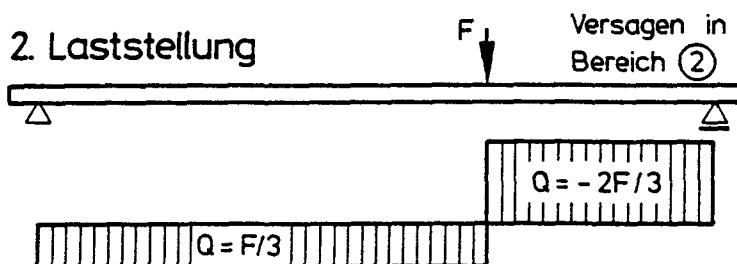
2.4 Versuchsdurchführung

Der Versuchsablauf war bei jeden der 5 geprüften Einfeldbalken grundsätzlich gleich. Da bei allen Balken der Bügelbewehrungsgrad abschnittsweise variiert war und somit jeder Balken 3 Abschnitte mit unterschiedlicher Schubtragfähigkeit besaß, konnten jeweils 2 bzw. 3 Laststellungen untersucht werden. Eine Prüfung in drei Laststellungen war nur möglich, wenn die Bruchzonen der vorausgegangenen zwei Laststellungen nicht völlig zerstört waren und noch eine ausreichende Resttragfähigkeit besaßen. Als Versagenskriterium wurde in diesen Fällen die gemessene Bügeldehnung herangezogen; sobald die mittlere Bügeldehnung einen Wert von $5 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ überschritten hatte, wurde die Belastung nicht weiter gesteigert und die erreichte Querkraft als Bruchquerkraft angenommen. Im einzelnen wurden folgende Laststellungen untersucht (Bild 2.4):

1. Laststellung



2. Laststellung



3. Laststellung

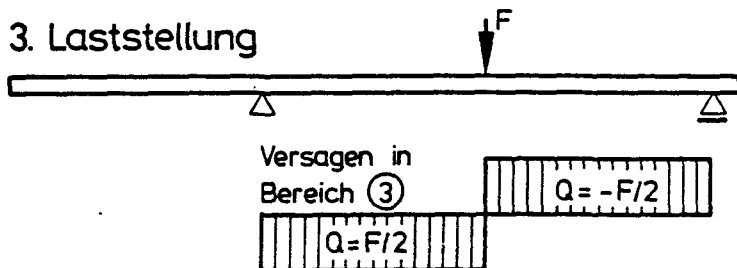


Bild 2.4: Statische System für die Laststellungen 1 - 3

- In der ersten Laststellung betrug die Stützweite 6 m; die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten. Das Querkraftversagen trat bei allen 5 Balken in der linken Balkenhälfte (Bereich 1) auf, deren Bügelbewehrungsgrad im Vergleich zur rechten Seite geringer war.

Balken	B4 - 1	B4 - 2	B4 - 3	B5 - 1	B5 - 2	B6 - 1	B6 - 2	B6 - 3	B7 - 1	B7 - 3	B8 - 1	B8 - 3
Vorspannkraft N_{v_0} [kN]	948	1 159	1 070	1 389	1 330	1 349	1 460	1 276	1 030	941	1 395	1 310
Zug. Dekompressions - moment M_0 [kNm]	492	601	598	720	690	700	757	662	534	488	724	680
Querkraft infolge N_{v_0} $Q_v = \sin \alpha \cdot N_{v_0}$ [kN]	—	—	—	—	—	—	—	—	54	—	76	—
Bügelbewehrungsgrad $\mu_{b\ddot{u}}$ [%]	0,19	0,54	0,38	0,54	1,08	0,79	1,20	0,41	0,40	0,20	0,78	0,40
Bruchquerkraft Q_u [kN]	375	483	425	550	650	550	650	475	437	325	575	437
$M_0 / (Q_u \cdot a)$	0,66	0,62	0,65	0,65	0,53	0,64	0,58	0,70	0,61	0,75	0,63	0,78

Tabelle 2.4: Experimentelle Bruchquer-
kräfte mit zugehörigen Bügel-
bewehrungsgraden

- Nachfolgend wurde der Balken in der zweiten Laststellung bei gleicher Stützweite nur im rechten Drittelpunkt belastet, sofern die linke Balkenhälfte nach der ersten Laststellung noch die hierzu erforderliche Schubtragfähigkeit besaß; war dies nicht der Fall, wurde direkt zur dritten Laststellung übergegangen.
- In der dritten Laststellung wurde die Stützweite auf 4 m verkürzt; die Belastung erfolgte durch eine Einzellast in Feldmitte. Das Versagen trat jeweils im Bereich 3 auf, dessen Bügelbewehrungsgrad im Vergleich zur rechten Seite (Bereich 2) schwächer war.

Auf diese Weise konnten an fünf Versuchsbalken insgesamt zwölf Laststellungen geprüft werden. Zur besseren Übersicht sind in Tabelle 2.4 die geprüften Laststellungen, die erzielten Bruchquerkräfte, sowie die zugehörigen Bügelbewehrungsgrade und Vorspannkräfte zusammengestellt.

Die Belastung wurde in allen Laststellungen stufenweise aufgebracht (10-14 Laststufen). Bei jeder Laststufe wurden zwei Minuten nach Erreichen der Last die Balkendurchbiegung, die Betonverformungen, die Spann- und Betonstahldehnungen sowie die Rißbreiten gemessen und das Rißbild aufgezeichnet. Dieses Meßprogramm erforderte in jeder Laststufe eine Meßzeit von etwa dreißig Minuten; die gesamte Versuchsdauer für eine Laststellung betrug zwischen vier und sieben Stunden.

2.5 Versuchsergebnisse

2.5.1 Allgemeines

Wegen des großen Umfanges werden im folgenden nicht sämtliche Versuchsdaten diskutiert, sondern nur die wesentlichen Erkenntnisse herausgestellt und anhand von Versuchsdaten belegt. Eine ausführliche Zusammenstellung aller laststufenweise gemessenen Daten befindet sich im Anhang in den Tabellen A1 bis A7.

2.5.2 RiB und Bruchverhalten

Zu einer detaillierten Beschreibung des Tragverhaltens ist es erforderlich, neben den erzielten Bruchlasten auch das RiBverhalten zu diskutieren, um hieraus gegebenenfalls Rückschlüsse auf mögliche Tragmodelle zu ziehen. Hierzu sind in den Bildern 2.5 bis 2.10 einige der bei den Versuchen gewonnenen RiB- und Bruchbilder zusammengestellt (vgl. Bilder A1.1 bis A1.5 im Anhang).

Bei den hier untersuchten Balken mit Vorspannung ohne Verbund bildeten sich die ersten Schubrisse wie bei vergleichbaren Spannbetonbalken mit Verbund, sobald die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons erreichten. Die rechnerischen Hauptzugspannungen unter der Schubrißlast, die zwischen $2,0 \text{ N/mm}^2$ und $2,5 \text{ N/mm}^2$ betrugen, waren annähernd gleich groß wie die an den zugehörigen Begleitkörpern gewonnenen Spaltzugfestigkeiten (vgl. Tabelle 2.5). Eine

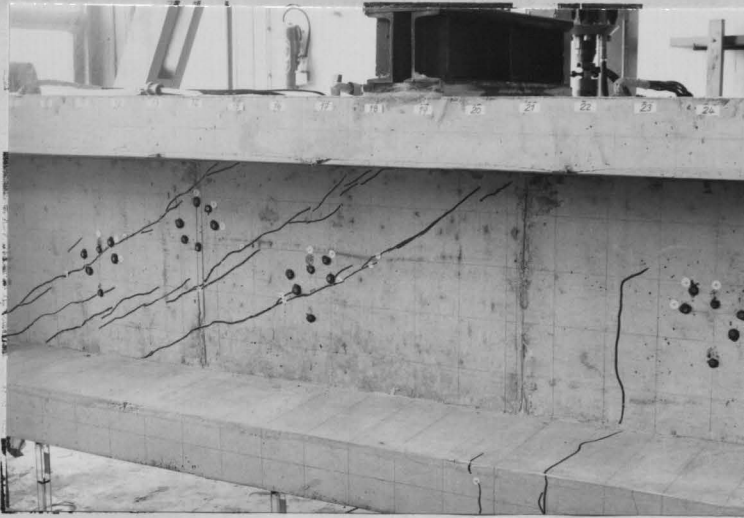


Bild 2.5: Rißbild Balken B4, 1. Laststellung
(B4 - 1), linke Seite (Bereich 1)

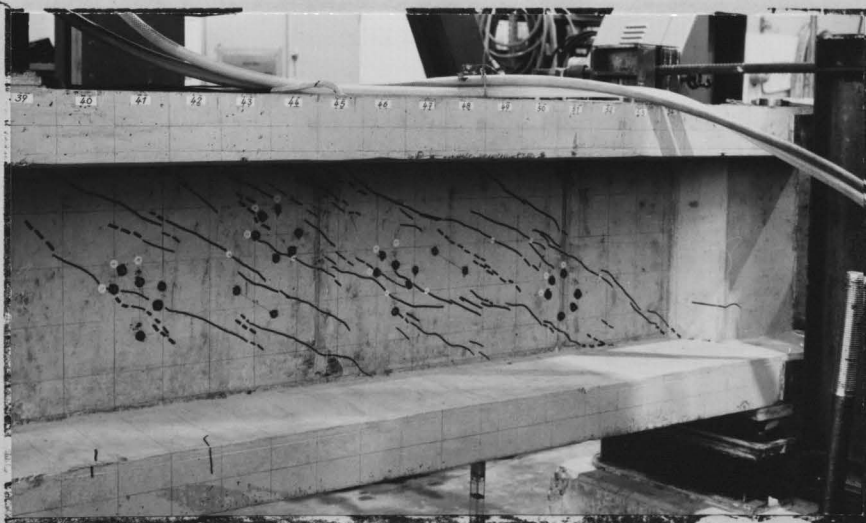


Bild 2.6: Rißbild Balken B4, 2. Laststellung
(B4 - 2), rechte Seite (Bereich 2)

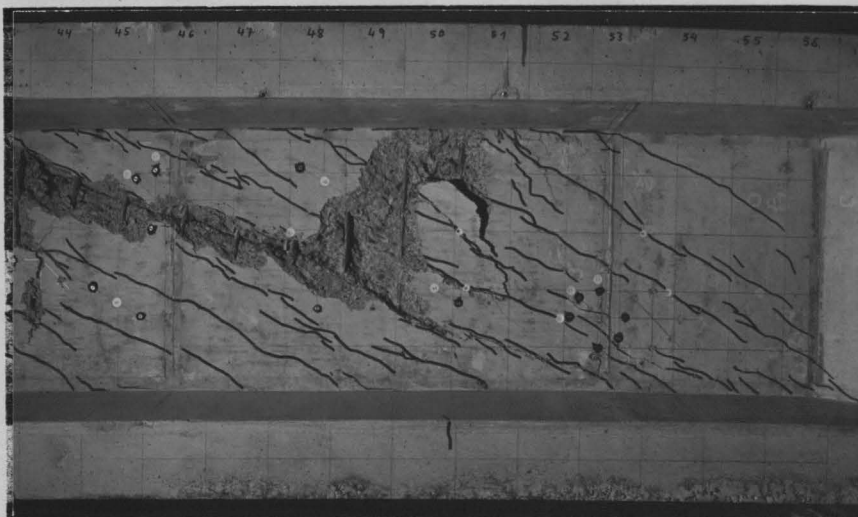


Bild 2.7: Bruchzone des Balkens B5, 2. Last-
stellung (B5 - 2), rechte Seite
(Bereich 2)

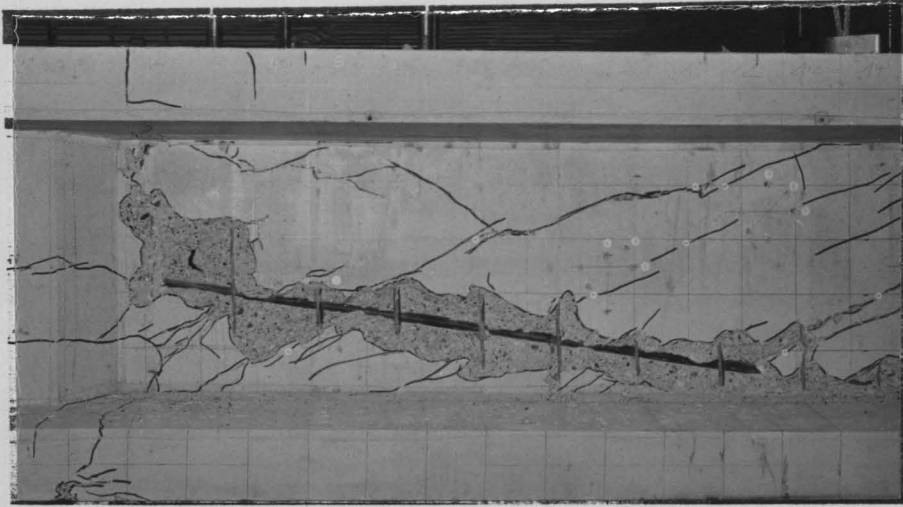


Bild 2.8: Bruchzone des Balkens B7, 1. Laststellung (B7 - 1), linke Seite (Bereich 1)



Bild 2.9: Bruchzone des Balkens B7, 3. Laststellung (B7 - 3), (Bereich 3)

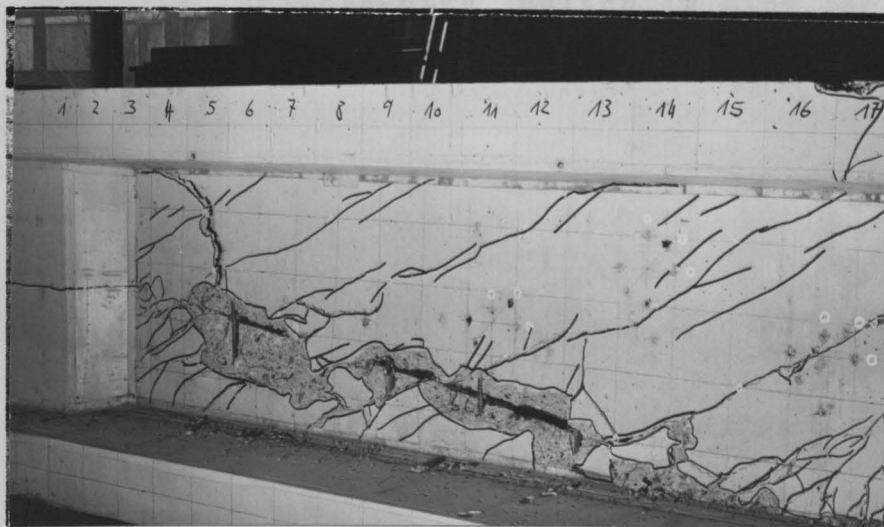


Bild 2.10: Bruchzone des Balkens B8, 1. Laststellung (B8 - 1), linke Seite (Bereich 1)

ähnlich gute Übereinstimmung ergibt sich beim Vergleich der theoretischen und experimentellen Biegeriblasten: Erste Biegerisse traten auf, sobald die Biegerandspannungen die an den Begleittrpern gewonnenen Biegezugfestigkeiten des Betons erreichten.

Bei der weiteren Biegerientwicklung war ein deutlicher Einfluß der Betonstahlbewehrung, die neben den verbundlosen Spanngliedern in der Zugzone angeordnet war, festzustellen: Balken B5, dessen Zuggurt mit 6 \varnothing 8 Betonstahlbewehrung versehen war, zeigt eine gleichmäßige Biegeriverteilung (Bild A1.2), während bei den übrigen Balken mit einer Betonstahllängsbewehrung von 4 \varnothing 6 nur wenige Biegerisse mit großen Riabstnden im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung auftraten.

Da der Zuggurt in den Schubzonen infolge Vorspannung überdrückt wurde, entstanden bei den hier untersuchten Balken im Steg zahlreiche Schubrisse, ohne daß die vorgedruckte Zugzone in diesen Bereichen Biegerisse aufwies. Daß sich die Schubrisse unabhängig von den Biegerissen entwickeln konnten, wurde durch das für die Vorspannung ohne Verbund typische Biegeriverhalten noch besonders gefördert: Nach der Erstribildung können sich bei einem Stahlbeton- oder Spannbetonbalken weitere Biegerisse nur dann bilden, wenn sich im noch ungerissenen Beton wieder Zugspannungen aufbauen, die die Betonzugfestigkeit erneut berschreiten. Während bei Balkentragwerken mit im Verbund liegender Bewehrung die hierzu notwendigen

Balken	B 4	B 5	B 6	B 7	B 8
Biegerißlast $F(\hat{=Q})$ [kN]	325	475	475	337	450
rechn. Biegezugrandspannung in N/mm^2	2,9	3,2	3,7	2,6	3,5
Biegezugfestigkeit β_{Bz} der Begleitkörper in N/mm^2	3,9	3,6	3,3	3,0	3,2
Schubrißlast $F(\hat{=Q})$ [kN]	225	275	300	250	300
zug. rechn. Hauptzugspannung in N/mm^2	2,0	2,1	2,4	2,2	2,5
Spaltzugfestigkeit β_{Sz} der Begleitkörper in N/mm^2	3,7	3,0	2,6	2,7	2,7
Mittlere Neigung der Schubrisse	25°-27°	24°-27°	24°-30°	26°-27°	25°-28°
rechn. Neigung der Schubrisse unter Schubrißlast (Zustand I)	28°	25°	26°	28°	26°
Dekompressionslast in kN	246	360	350	267	362
Bruchquerkraft der 1 Laststellung in kN	375	550	550	437	575

Tabelle 2.5: Gemessene Versuchsdaten und rechnerische Vergleichswerte für die erste Laststellung

Zugkräfte sowohl durch Verbundwirkung der Bewehrung als auch durch die ausmittige Einleitung der Biegedruckkraft (Scheibenwirkung) eingeleitet werden, können bei Bauteilen mit ausschließlich verbundloser Bewehrung weitere Risse nur durch die Scheibenwirkung erzeugt werden /12, 13/. Die Folge hiervon ist, daß sich bei Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund im Vergleich zu solchen mit Verbund in der Regel weniger Biegerisse bilden, die sich zudem nur auf die Bereiche mit hoher Momentenbeanspruchung konzentrieren (Gelenkbildung). Für das

Schubtragverhalten kann ein derartiges Biege-
gerißverhalten nur günstig bewertet werden,
da ein in den Schubzonen biegegerißfreier Zug-
gurt ein unkontrolliertes rasches Öffnen der
Schubrisse verhindert. Auf diese Weise läßt
sich auch erklären, daß bei den Balken B4-1
und B7-3 trotz der äußerst schwachen Bügel-
bewehrung von $\mu_{s,bü} = 0,19 \%$ bzw. $0,20 \%$
nach erfolgter Schubrißbildung unter einer
Querkraft von 250 kN bzw. 225 kN noch eine
Steigerung bis auf $Q_u = 375$ kN bzw. $Q_u = 325$ kN
möglich war.

Die während der Versuche gegenüber der hori-
zontalen Achse gemessenen Neigungswinkel der
Schubrisse lagen zwischen 24° und 30° und
waren annähernd gleichgroß wie die unter An-
nahme von Zustand I ermittelten rechneri-
schen Neigungswinkel unter der Schubrißlast.
Eine Gegenüberstellung mit vergleichbaren
Balken mit Vorspannung mit Verbund /4, 5/
zeigte, daß beim Schubrißverhalten zwischen
Vorspannung mit und ohne Verbund in bezug
auf Rißneigung und Rißabstände keine wesent-
lichen Unterschiede festzustellen sind. Le-
diglich die Zahl der Schubrisse, die sich
aus Biegerissen durch Rißfortpflanzung bil-
den, ist deutlich geringer, da die Schubzo-
nen aufgrund der beschriebenen Gelenkbildung
bei Vorspannung ohne Verbund weitgehend frei
von Biegerissen bleiben.

Zur Beurteilung des Schubrißverhaltens bei
Vorspannung ohne Verbund sind in Bild 2.11
die Mittelwerte der gemessenen Schubrißbrei-
ten über der zugehörigen Querkraft in Abhän-
gigkeit vom Bügelbewehrungsgrad aufgetragen.
Die Querkräfte beim Auftreten der ersten

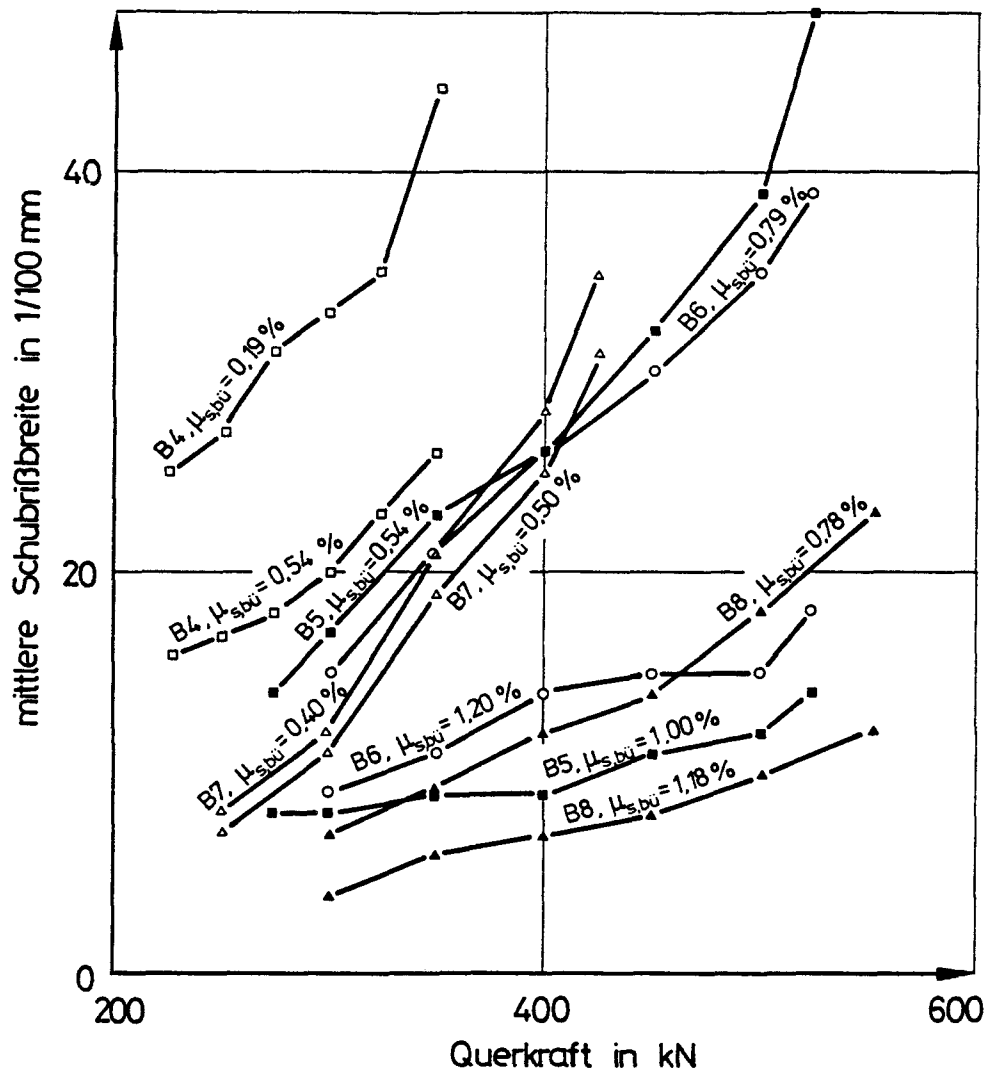


Bild 2.11: Mittlere Schubrißbreiten in Abhängigkeit von der Querkraft

Schubrisse betrugen zwischen 225 kN (Balken B4) und 300 kN (Balken B6 bzw. B8). Anhand der zugehörigen Dekompressionsmomente von $M_0 = 250$ kNm (Balken B4), $M_0 = 352$ kNm (B6) bzw. 340 kNm (B8) ist deutlich zu erkennen, daß der Zeitpunkt der Schubrißbildung in erster Linie durch den Vorspanngrad bestimmt wurde (vgl. Tab. 2.5).

Die Mittelwerte der gemessenen Erstschubrißbreiten lagen zwischen 0,04 und 0,25 mm (Bild 2.11). Bei Balken B4 mit dem geringsten Bügelbewehrungsgrad von $\mu_{b\ddot{u}} = 0,19\%$ traten schon unter Rißlast Schubrißbreiten von bis zu 0,35mm auf, während alle übrigen Balken mit $\mu_{s,b\ddot{u}} > 0,40\%$ maximale Erstrißbreiten zwischen 0,06 und 0,19mm aufwiesen (vgl. Tabelle A7 im Anhang).

Der Einfluß des Bügelbewehrungsgrades ist auch bei der weiteren Rißbreitenentwicklung deutlich zu erkennen: Nach Bild 2.11 wird der Anstieg der mittleren Rißbreiten in Abhängigkeit von der einwirkenden Querkraft mit zunehmendem Bügelbewehrungsgrad flacher, d.h. ein erhöhter Bügelbewehrungsgrad verringerte neben der Erstrißbreite auch die Rißbreitenzunahme. Ein Vergleich mit Schubrißbreiten von Spannbetonbalken mit Verbund /4,5/ zeigte, daß die Rißbreitenentwicklung unabhängig von der Verbundart der Spannglieder verläuft.

Zum Schubrißverhalten unter Gebrauchslast bleibt anhand der hier gemessenen Rißbreiten festzustellen: Entweder traten unter Gebrauchslast ($Q_u/1,75$) im Steg keine Schubrisse auf (Balken B4, B7, B8), oder die für eine dauerhaft befriedigende Gebrauchsfähigkeit als zulässig anzusehende Schubrißbreite von $w=0,20$ mm wurde nicht überschritten (Balken B5, B6).

Die bei den untersuchten Balken aufgetretenen Brucharten können ausnahmslos als Schubzugbruch bezeichnet werden, die durch ein Versagen der Bügelbewehrung eingeleitet wur-

den. Wie bei einem typischen Schubzugbruch wurde das Versagen zunächst immer durch zahlreiche Schubrisse vorangekündigt. Sobald in der Schubbewehrung bei weiterer Laststeigerung die Streckgrenze überschritten wurde, öffneten sich die Schubrisse schnell und drangen weiter bis zur Druckzone vor. Der eigentliche Schubbruch trat entweder durch Fließen der Bügelbewehrung oder Einschnürung der Biegedruckzone ein. Die bei einigen Balken aufgetretenen Betonabplatzungen (Bilder 2.7-2.10) sind als sekundäre Brucherscheinungen anzusehen, da die Bügelbewehrung in allen Fällen schon Dehnungen von mehr als 5 ‰ aufwies. Allerdings verdeutlichen die Bruchbilder der Balken B7 und B8 (Bilder 2.8 und 2.10), daß die Druckstrebentragfähigkeit durch im Steg hochgeführte Spannglieder eingeschränkt wird.

2.5.3 Balkendurchbiegungen

Die Durchbiegung der Balken wurde mittels induktiver Weggeber an den in Anlage A2.6 angegebenen insgesamt sieben Meßpunkten laststufenweise bestimmt. Für ausgewählte Laststufen sind die gemessenen Durchbiegungen zu Biegelinien ausgewertet. Stellvertretend sind hier die Biegelinien der Balken B4 und B5 in der 1. Laststellung dargestellt (Bilder 2.12 und 2.13); alle übrigen Biegelinien sind im Anhang in den Bildern A3.1 und A3.2 zusammengestellt.

Anhand der Biegelinien ist zu erkennen, wie sich die unterschiedlichen Schubbewehrungsgrade in den einzelnen Balkenbereichen auf

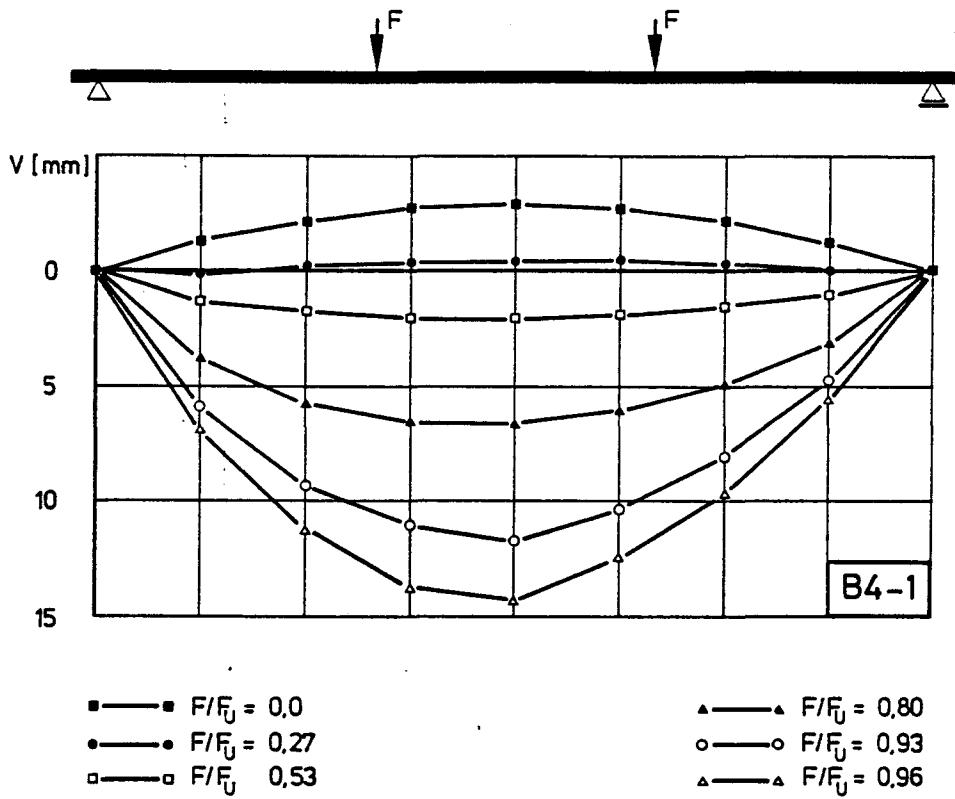


Bild 2.12: Biegelinien des Balken B4

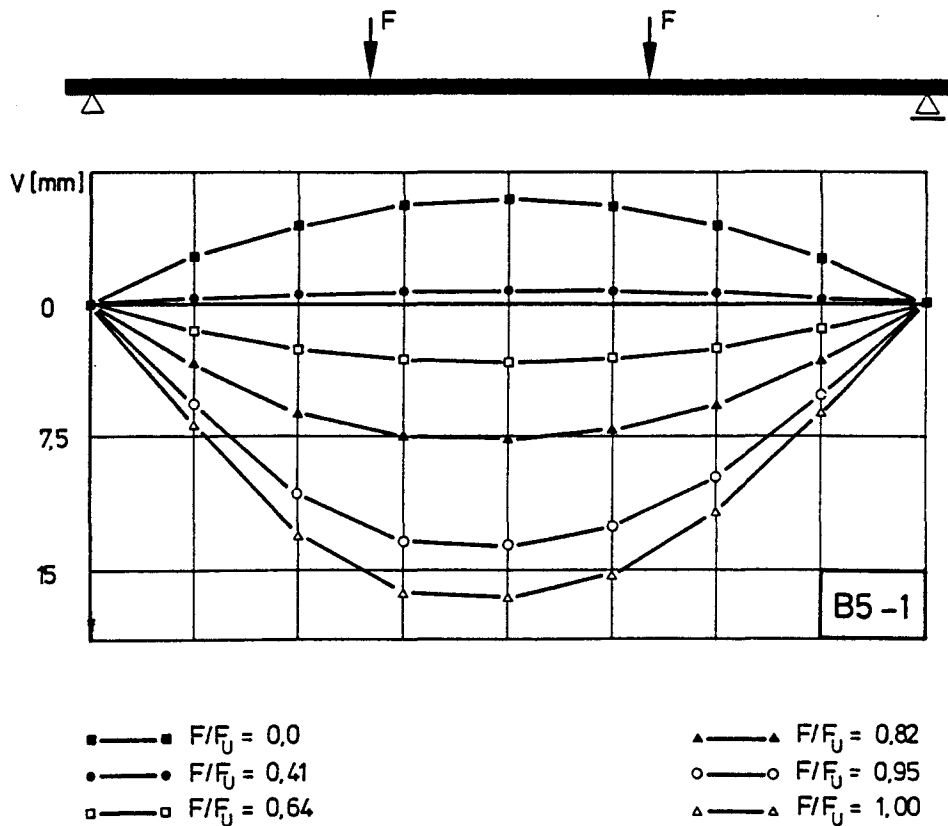


Bild 2.13: Biegelinien des Balken B5

die Symmetrie der Biegelinien im Zustand II auswirken. Die Balkenbereiche mit der schwächeren Schubbewehrung besitzen jeweils einen völligeren Verlauf der Biegelinien. Bei einer rechnerischen Kontrolle der gemessenen Durchbiegungen müssen daher im vorliegenden Fall wegen der geringen Schubschlankheit und der hohen Querkraftbeanspruchung die Durchbiegungsanteile aus Biegung und Querkraft überlagert werden. Die hierzu benötigten Beziehungen sind in /3/ zusammengestellt und erläutert.

2.5.4 Spannungszuwachs des Spannstahls

In Bild 2.14 sind die Vorspannkkräfte für die einzelnen Laststellungen in Abhängigkeit vom maximalen Biegemoment aufgetragen. Bei allen Laststellungen wurde die Anfangsvorspannung so gewählt, daß die für ein Schubversagen erforderliche Biegetragfähigkeit gewährleistet war. Andererseits sollte eine übervolle Vorspannung vermieden werden, um auch den Einfluß einer gerissenen Biegezugzone auf das Schubtragverhalten untersuchen zu können.

Eine rechnerische Überprüfung der gemessenen Spannkraftzunahmen erfolgte nach DIN 4227/1 /14/ und Kordina/Hegger /15/. Nach DIN 4227/1 wird für Einfeldträger näherungsweise ein konstanter Spannungszuwachs von $\Delta\sigma=110$ N/mm² angenommen. Bei den in /15/ beschriebenen Rechenverfahren wird davon ausgegangen, daß sich die zum Spannungszuwachs führenden Bauteilverformungen in Gelenkzonen

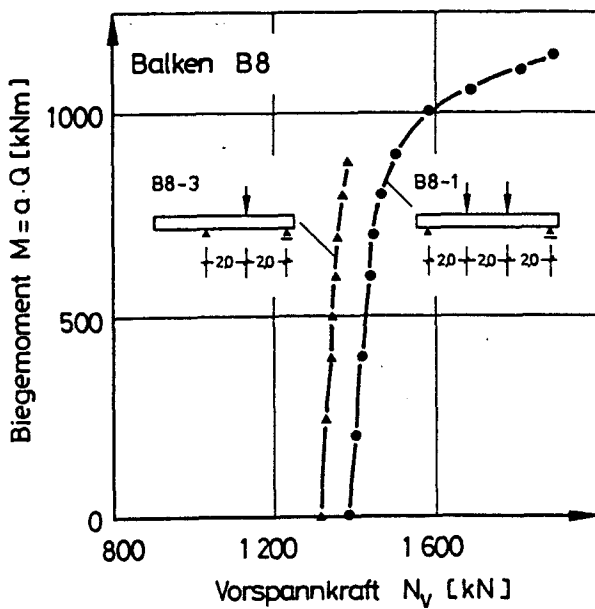
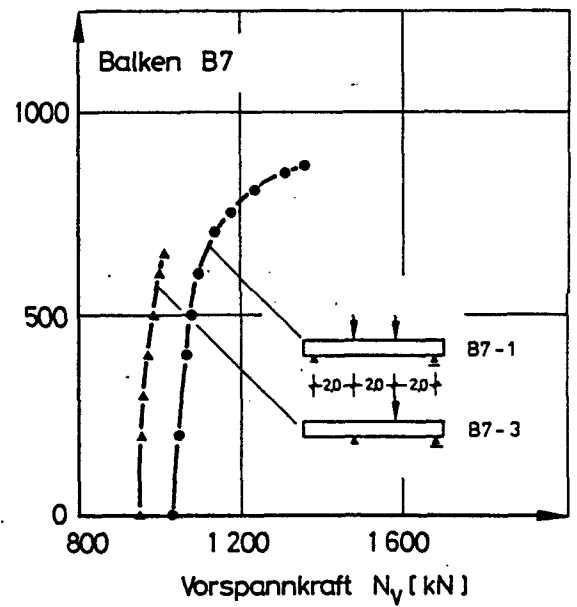
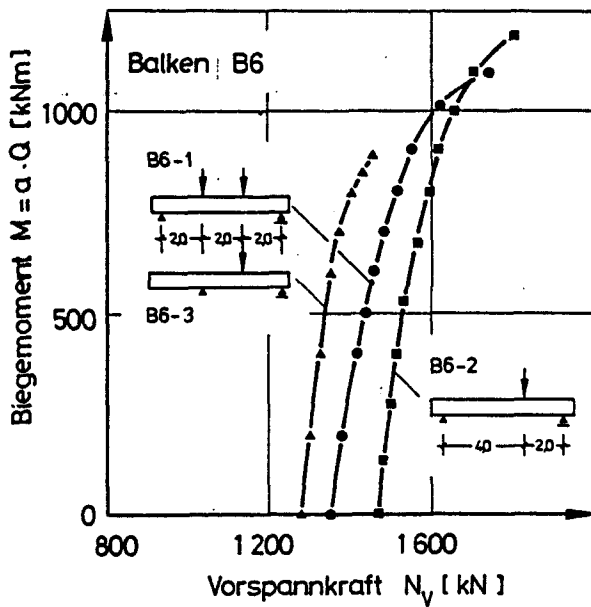
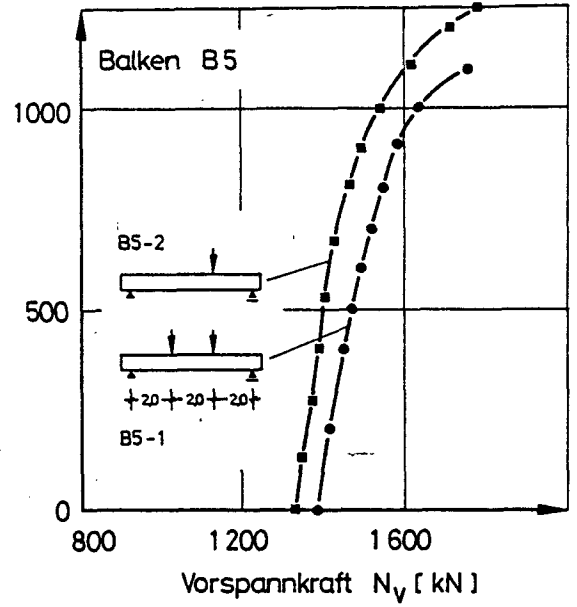
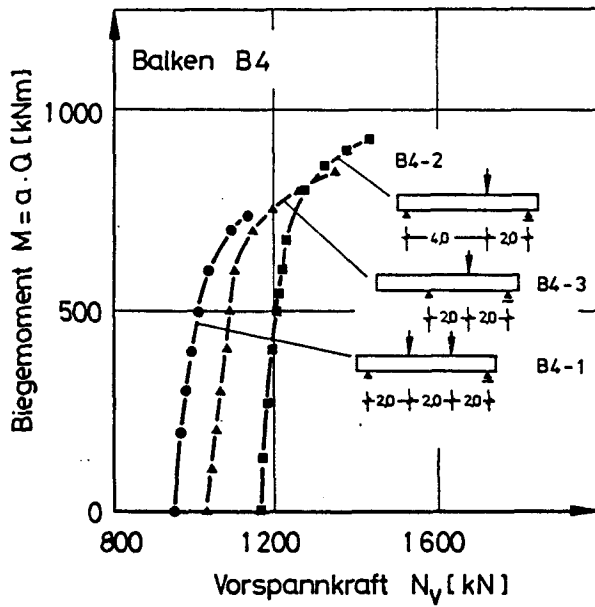


Bild 2.14: Entwicklung der Vorspannkraft

konzentrieren, während die übrigen Balkenbereiche auch im Bruchzustand weitgehend unverformt bleiben. Auf Grund dieser Vereinfachung läßt sich die Spannglieddehnung aus der Gelenklänge und der mittleren Betondehnung in der Gelenkzone bestimmen. Als wichtigste Parameter gehen die Spanngliedlänge L , der Spannbewehrungsgehalt (Beiwert k_v), die Betonfestigkeit (Beiwert k_b), Anordnung und Verteilung der Belastung (Beiwert l_G) und die Querschnittsform (Beiwert k_f) in den Rechenansatz ein:

$$v = \frac{E_v}{L} k_b k_v k_f l_G \quad (2.1)$$

Hierin bedeuten:

$$l_G = (0.20 + 0.25 \frac{l_B}{l_0}) l_0$$

l_0 = Stützweite beim statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger

l_B = Abstand zwischen den Lastangriffspunkten einschließlich einer Lastausbreitung unter 45°

$$k_b \cdot k_v = (2,0 + \frac{0,03 \beta_p}{v}) 10^{-3}$$

$$k_b \cdot k_v \quad 9,0 \cdot 10^{-3}$$

β_p Betonprismendruckfestigkeit
in N/mm^2

μ_v Spannbewehrungsgrad in
Prozent ($100 A_v/A_b$)

$$k_f = 0.9 + 0.1 \frac{b}{b_0}$$

$$k_f < 1.2$$

Balken		B4 - 1	B4 - 2	B4 - 3	B5 - 1	B5 - 2	B6 - 1	B6 - 2	B6 - 3	B7 - 1	B7 - 3	B8 - 1	B8 - 3
Vorspann - kraft	N_{V_0} [kN]	948	1 159	1 070	1 389	1 330	1 349	1 460	1 276	1 030	941	1 395	1 310
	N_{V_u} [kN]	1 310	1 435	1 347	1 743	1 771	1 730	1 788	1 400	1 352	1 003	1 790	1 372
$\frac{N_{V_u, \text{exp.}}}{N_{V_u, \text{rechn.}}}$	Gl. (2.1)	0,95	1,06	1,11	1,02	1,13	1,05	1,05	0,98	1,11	0,97	1,12	0,97
	DIN 4227/1	1,00	1,07	1,08	1,05	1,11	1,07	1,03	0,91	1,14	0,92	1,16	0,94

Tabelle 2.6: Vergleich der experimentellen
und rechnerischen Spannglied-
kräfte

Für beide Rechenansätze liegt der Mittelwert des Quotienten aus experimenteller und rechnerischer Spanngliedkraft im Bruchzustand bei 1,04 (Tabelle 2.6). Die Standardabweichung beträgt für Gl.(2.1) $s=0,065$; für DIN 4227/1 $s=0,083$. Es bleibt jedoch anzumerken, daß bei keinem der vorliegenden Versuche, die zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit durchgeführt wurden, die maximale Biegetragfähigkeit ausgeschöpft wurde, d.h. der Spannungszuwachs beim Biegebruch dürfte bei allen Balken größer sein als der hier gemessene maximale Spannungszuwachs.

Bei den Balken B4-B6 kamen gerippte Spannstäbe $\varnothing 26,5$ mm bzw. $\varnothing 32$ mm in Hüllrohren zur Anwendung, die unverpreßt blieben. Während der Versuchsdurchführung wurden die Dehnungen der Spannglieder in allen Laststufen durch Messungen kontrolliert, um zu erkennen, ob Reibungskräfte zwischen Spannstahl und Beton auftraten. Wie die Bilder A3.3.- A3.5 des Anhangs zeigen, waren die Spannstahldehnungen über die gesamte Balkenlänge annähernd konstant. Unerwünschte Reibungskräfte haben demnach die Versuchsergebnisse nicht nennenswert beeinflusst.

2.5.5 Dehnungen der Betonstahllängsbewehrung

Neben den Spannstahldehnungen wurden die Verformungen der schlaffen Längsbewehrung in der Zugzone gemessen. Im Bild 2.15 ist am Beispiel des Balken B5 der Verlauf der aus den Dehnungen ermittelten Stahlspannungen über die Balkenlänge aufgetragen. Infolge Vorspannung waren die Betonstahlspannungen

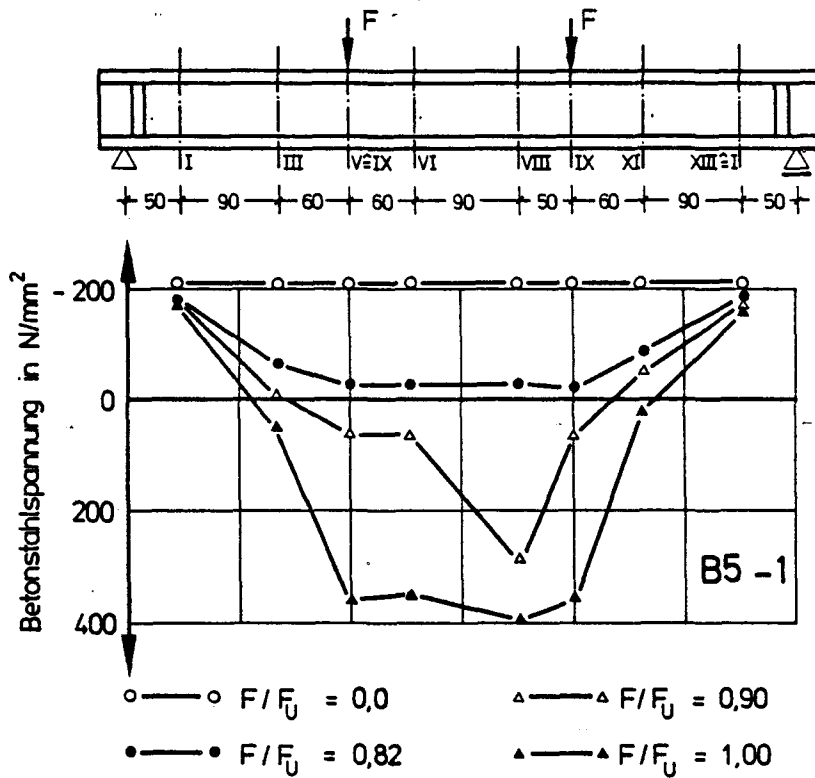


Bild 2.15: Spannungen der Betonstahllängsbe-
wehrung in der Zugzone über die
Balkenlänge (Balken B5)

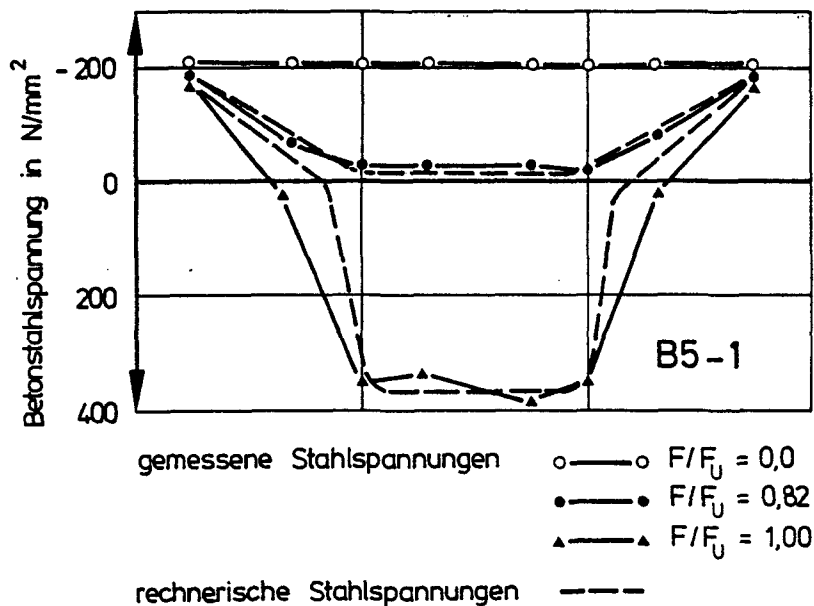


Bild 2.16: Vergleich der rechnerischen und
gemessenen Betonstahlspannungen
in der Zugzone (Balken B5)

in der vorgedrückten Zugzone über die Balkenlänge annähernd konstant. Mit zunehmender Belastung wurden diese Druckspannungen vor allem in Feldmitte abgebaut und es traten hier auf einer Länge von rund drei Metern Zugspannungen auf.

Für $F = 450 \text{ KN}$ ($F/F_u = 0,82$) und $F = 550 \text{ KN}$ ($F/F_u = 1,0$) sind in Bild 2.16 die aus den Meßwerten ermittelten den aus der M/z -Linie errechneten Betonstahlspannungen gegenübergestellt. Der Verlauf der Stahlspannungen wie er sich aus der M/z -Linie ergibt, ist in Bild 2.16 gestrichelt eingezeichnet. Der Vergleich zeigt, daß für die Laststufe $F/F_u = 0,82$ noch eine gute Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwerten festzustellen ist, während im Versagenszustand diese Werte vor allem im mittleren gerissenen Balkenbereich voneinander abweichen. Die Abweichung bezieht sich nicht auf die Größe der Maximalwerte in Feldmitte, die gut übereinstimmen, sondern auf die Spannungen in den Bereichen zum Auflager hin mit abnehmender Momentenbeanspruchung. Da in diesem Bereich bei hohen Belastungsgraden der Steg gerissen war wurde die Querkraft überwiegend von der Bügelbewehrung im Steg aufgenommen. Die sich einstellende Fachwerktragwirkung führte zu einer Zusatzbeanspruchung der Betonstahlbewehrung im Zuggurt die beim Vergleich der rechnerischen und gemessenen Spannungen für $Q/Q_u = 1,0$ zu erkennen ist. In den Bereichen nahe dem Auflager waren trotz vorhandener Schubrisse im Steg aufgrund der hohen Dehnsteifigkeit des ungerissenen Zuggurtes keine aus der Querkraftabtragung herrührende

Beanspruchungen in der Betonstahllängsbewehrung festzustellen. Die Aufnahme der Versatzkräfte erfolgt hier vermutlich durch den ungerissenen vorgedrückten Betonzuggurt.

2.5.6 Betonverformungen im Steg

Um Aussagen über die Beanspruchung der Betondruckstreben zu erhalten, wurden die Betonverformungen im Steg mit Hilfe von Setzdehnungsmessern gemessen, die unter 45° zur Balkenlängsachse in Richtung der Schubrisse angeordnet waren. Solange keine Schubrisse vorhanden waren, stimmten die gemessenen Betonverformungen mit den rechnerischen Werten nach Zustand I gut überein. Oberhalb der Schubrißlast nahmen die Stauchungen der Druckstreben stärker zu und lagen deutlich über den nach Zustand I berechneten Stauchungswerten, da einerseits die Hauptdruckrichtung nach Ausfall der Hauptzugspannungen höher beansprucht wurde und sich andererseits die Querkzugbeanspruchung der Druckstreben durch die Bügel auswirkte /16,17,18/. Die im Bruchlastbereich gemessenen mittleren Stauchungen der Betondruckstreben lagen zwischen $\epsilon_{bD} = - 0,7 \text{ } ^0/\text{ } ^00$ (Balken B4 1. Laststellung) und $\epsilon_{bD} = - 2,2 \text{ } ^0/\text{ } ^00$ (Balken B6, 2. Laststellung). Die an den einzelnen Balken gemessenen größten Druckstrebenstauchungen betrugen zwischen $\epsilon_{bD} = - 0,9 \text{ } ^0/\text{ } ^00$ bei Balken B4-1 und $\epsilon_{bD} = - 3,0 \text{ } ^0/\text{ } ^00$ bei Balken B5 in der 2. Laststellung. Trotz der zum Teil erheblichen Betonstauchungen, die auf ein Druckstrebenversagen hindeuten könnten, war bei allen Balken das Versagen der Bügelbewehrung

die maßgebende Bruchursache. So erreichten z.B. beim Balken B5-2 mit einer maximalen Betonstauchung von $3,0 \text{ ‰}$ im Bruchzustand, einzelne Bügel schon bei der halben Bruchlast die Streckgrenze.

Unterschiedlich war die Lage der Meßstellen mit den größten Betonstauchungen: Während bei den Balken mit gerader Spanngliedführung die Maximalwerte im Steg schräg unterhalb der einwirkenden Lasten auftraten, wurden bei gekrümmter Spanngliedführung die größten Stauchungen im Bereich der zum Auflager hin hochgeführten Spannglieder festgestellt, wie auch die beim Versagen aufgetretenen Betonabplatzungen bestätigen (vgl. Bilder 2.8 und 2.10). Hieran zeigte sich vermutlich auch die Schwächung des Steges bzw. der aufnehmbaren Druckstrebenkraft durch die im Steg verlaufenden Spannglieder.

2.5.7 Bügeldehnungen

Im Bild 2.17 sind für alle Balken die gemessenen mittleren Bügelspannungen der 1. Laststellung in Abhängigkeit von der einwirkenden Querkraft aufgetragen und den rechnerischen Bügelspannungen gegenübergestellt, die sich unter Annahme eines 45° -Fachwerkes ergeben. Für Lasten vor Auftreten der ersten Schubrisse lagen die gemessenen Bügelspannungen bei allen Balken weit unterhalb der rechnerischen Werte, da hier die Bügel entsprechend dem Steifigkeitsunterschied zwischen ungerissenem Betonquerschnitt und der Bügelbewehrung nur gering beansprucht wurden. Nach der Schubrißbildung stiegen die

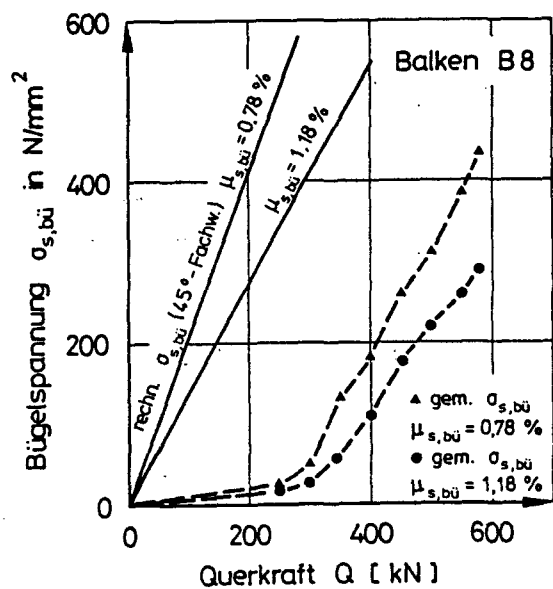
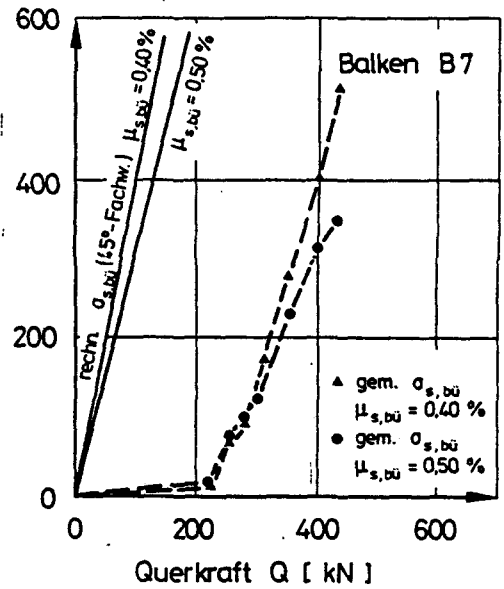
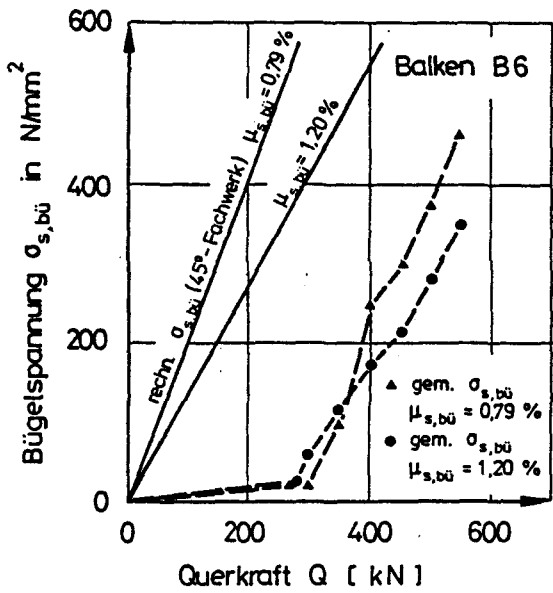
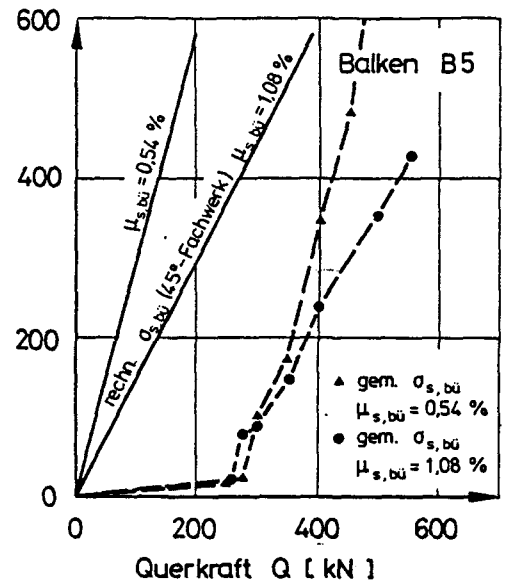
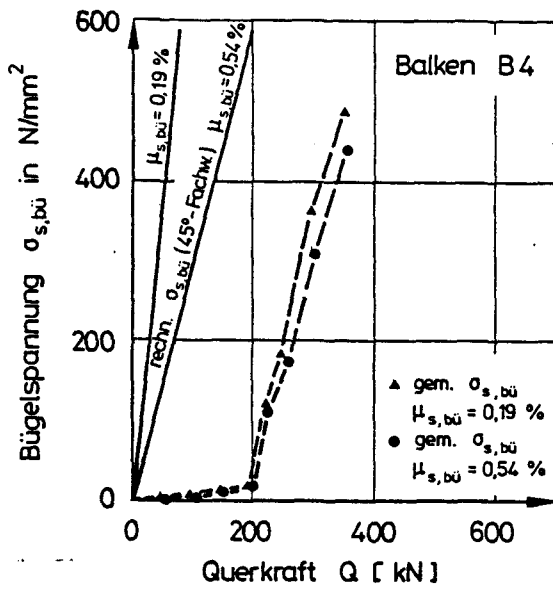


Bild 2.17: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Bügelspannungen

gemessenen Bügelspannungen steil an, ohne jedoch selbst unter Bruchlast die rechnerischen Bügelspannungen zu erreichen. Der Anstieg der gemessenen Bügelspannungen verlief annähernd parallel zu den rechnerischen Werten.

Die hier gemessenen Bügelspannungen deuten darauf hin, daß sich Balken mit Vorspannung ohne Verbund im Schubtragverhalten nicht grundsätzlich von vergleichbaren Balken mit im Verbund liegenden Spanngliedern unterscheiden /4,5/. Ähnlich wie bei Vorspannung mit Verbund wird die Beanspruchung der Schubbewehrung durch einen Betontraganteil vermindert, der die neben der Fachwerktragwirkung vorhandenen Tragwirkungen zusammenfaßt /6/. Voraussetzung für ein derartiges Tragverhalten scheint aber zu sein, daß der Zuggurt entweder Betonstahlbewehrung enthält oder mit Ausnahme eines kurzen Bereiches in der Nähe der maximalen Momente ungerissen bleibt.

3 Untersuchungen nach der Methode der Fini- ten Elemente

3.1 Allgemeines

In den letzten Jahren wurde in zunehmendem Maße auch die Methode der Finite Elemente zur Untersuchung der Schubtragfähigkeit herangezogen. Bei dieser Berechnungsmethode wird der Stahlbeton- bzw. Spannbetonbalken in einzelne Elemente unterteilt, wobei meist für den Beton und die Bewehrung unterschiedliche Elementtypen verwendet werden. Die Verbindung zwischen den Beton- und Bewehrungselementen erfolgt entweder durch eine starre Kopplung der Knotenpunkte oder über sog. "Federelemente" bzw. "Kontaktelemente", die das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung simulieren.

Das zentrale Problem bei der Anwendung der FE-Methode zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ist die Erfassung des gerissenen Zustandes. Die anfänglich entwickelten FE-Programme, die mit linear elastischen isotropen Werkstoffgesetzen arbeiten, bieten nur die Möglichkeit, Rißbildungen durch Lösen der Verankerungen zwischen den Elementen nachzuvollziehen. Der Nachteil dieser Methode ist, daß Risse entweder nur entlang der vorgegebenen Elementgrenzen verlaufen können, oder entsprechend der Rißbildung zusätzliche Knoten und Elemente eingeführt werden müssen, was allerdings zu einem erhöhten Rechenaufwand führt. In neueren FE-Programmen werden die Risse meist,

wie bei dem hier verwendeten FE-Programm ADINA /19,20/, "verschmiert" über die Elemente wiedergegeben, indem den Berechnungen nichtlineare anisotrope Materialgesetze zugrunde gelegt werden.

Ziel der Berechnungen nach der FE-Methode war es, die Ergebnisse der experimentellen Untersuchung zu überprüfen, indem gemessene und rechnerische Verformungen bzw. Spannungen gegenübergestellt werden.

3.2 Berechnungsgrundlagen

3.2.1 Elementtyp und Elementnetz

Bild 3.1 stellt das FE-Modell dar, mit dem die in Abschnitt 2 beschriebenen Versuchsbalken nachgerechnet wurden. Unter Ausnutzung der Symmetrie konnten die Berechnungen auf den Bereich der Schubspannweite (Bereich zwischen einwirkender Last und Auflager) beschränkt werden. Zur Beschreibung des I-förmigen Betonquerschnittes wurden 154 2-D-Elemente mit insgesamt 207 Knotenpunkten verwendet; die Kantenabmessungen der Elemente betrugen im Stegbereich 10 cm x 10 cm, in Zug- und Druckgurt 12 cm x 10 cm. Alle Elemente besaßen 4 Integrationspunkte, in denen die Zustandsgrößen bestimmt wurden

Die Bewehrung wurde durch Fachwerkstabelemente wiedergegeben, die nur in Richtung der Stabachse eine Steifigkeit besitzen. Während die Stabelemente zur Idealisierung der verbundlosen Spannbewehrung lediglich an den

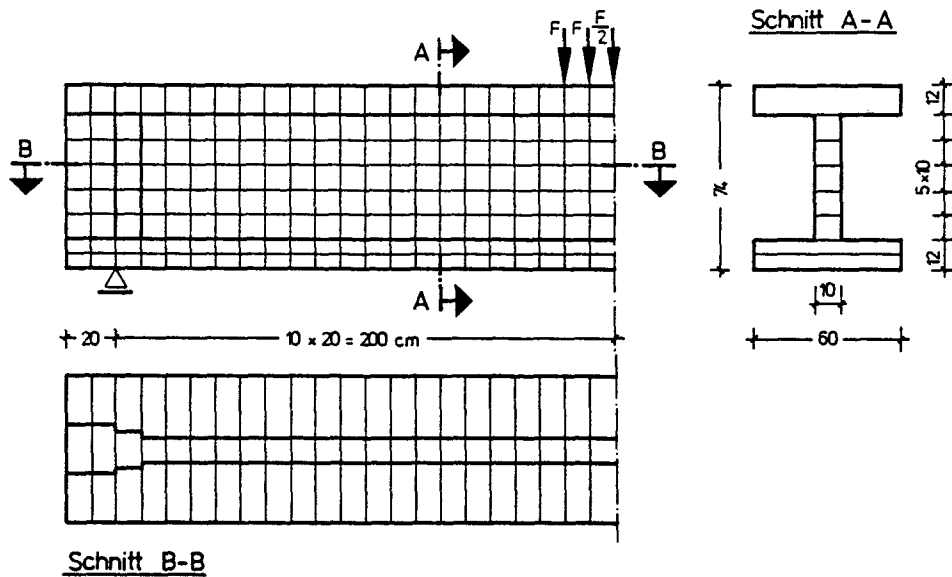


Bild 3.1: Elementnetz

Spanngliedverankerungen befestigt waren, wurden die Stabelemente für die Verbundbewehrung alle 10 cm bzw. 12 cm mit den Knoten der Betonelemente verbunden.

3.2.2 Rechenablauf

Zur Erfassung der Nichtlinearitäten wird bei ADINA die gesamte Berechnung in Lastschritten durchgeführt, wobei die Lastintensität durch die Vorgabe der Lastfunktion gewählt wird. Die Berechnung besteht somit aus einer Folge von Rechenschritten, indem die Steifigkeitsmatrix laststufenweise iterativ bestimmt wird.

Bei den durchgeführten Berechnungen betrug die Lastschrittweite oberhalb der Riblast einheitlich 10 kN/Laststufe, während die Last vor der Ribbildung in 50kN-Schritten gesteigert wurde. Hieraus ergaben sich entsprechend der unterschiedlichen Tragfä-

higkeit der berechneten Querschnitte zwischen 15 und 50 Laststufen.

3.2.3 Werkstoffgesetz für Stahl

Für die Stabelemente, die zur Idealisierung der Bewehrung dienten, wurde ein bilineares Materialgesetz entsprechend Bild 3.2 verwendet. In den gemeinsamen Knotenpunkten von Stahl- und Betonelementen wurde starrer Verbund angenommen, d.h. an diesen Stellen war keine Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrung möglich. Auf eine differenzierte Erfassung des Verbundverhaltens mit Hilfe von Feder- oder Kontaktelementen /22/ wurde verzichtet, da einerseits ein Verbundversagen der Bügelbewehrung nicht zu erwarten war und andererseits die Spannbewehrung mit Ausnahme des Vergleichsbalkens (Vorspannung mit Verbund) ohnehin ohne Verbund nachgebildet werden sollte.

3.2.4 Werkstoffgesetze für Beton

Zur Beschreibung der Materialeigenschaften des Beton unter Druckbeanspruchung wurde entsprechend Bild 3.3 eine parabelförmige σ - ϵ -Beziehung verwendet.

Das Materialgesetz für das Verhalten unter Zugbeanspruchung bzw. nach der Rißbildung sollte folgende Anforderungen erfüllen: Während ein unbewehrter Betonkörper nach der Rißbildung senkrecht zum Riß keine Zugbeanspruchung mehr aufnehmen kann (Steifigkeit gleich Null), hat ein Stahlbetonkörper, wie

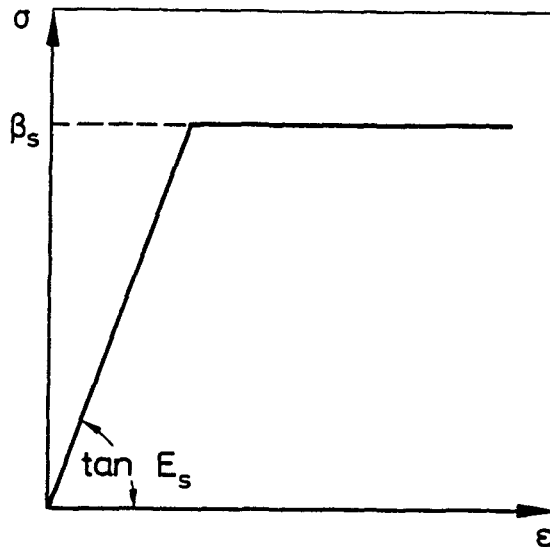


Bild 3.2: σ - ϵ -Linie für die Bewehrung

Versuche zeigen, nach Auftreten der Risse noch eine Gesamtsteifigkeit, die größer ist als die reine Stahlsteifigkeit (reiner Zustand II). Wird dieses Verhalten nach der Rißbildung, das als "Tension Stiffening" bezeichnet wird, in einem Rechenmodell nicht erfaßt, nimmt die rechnerische Verformung beim Übergang in den gerissenen Zustand sprunghaft zu. Bei Versuchen ist zwar ebenfalls eine deutliche Zunahme der Verformungen bei der Rißbildung festzustellen, jedoch erfolgt der Übergang aufgrund der zwischen den Rissen verbleibenden Betonzugspannungen kontinuierlich.

In der Original-Version des verwendeten FE-Programms ADINA wird das Materialverhalten von Stahlbeton unter Zugbeanspruchung nur unbefriedigend erfaßt, indem die Betonzugfestigkeit beim Überschreiten der Bruchdehnung ohne Berücksichtigung des "Tension Stiffening" auf eine konstante Rechenfestigkeit, die hier zu 0,01 angesetzt wurde, re-

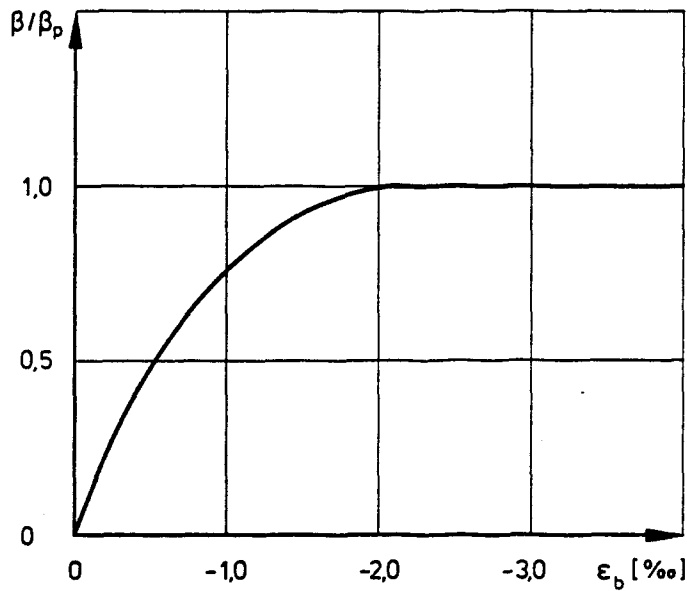


Bild 3.3: σ - ϵ -Linie für Beton

duziert wird (Bild 3.4). Da auch durch das in Darmstadt von Schmidt-Gönner /21/ für ADINA entwickelte Betonmodell der "abfallende Ast" der Spannungs-Dehnungs-Linie nicht zufriedenstellend wiedergegeben wird - die Treppenfunktion führt zu Konvergenzproblemen -, wurde die σ - ϵ -Beziehung nach Popovics /23/ im Programm neu implementiert.

$$\sigma(\epsilon) = \frac{\beta_z}{\epsilon_z} \cdot \frac{n \epsilon}{n-1 + (\epsilon/\epsilon_z)^n} \quad (3.1)$$

Hierin bedeuten:

- β_z Zugfestigkeit des Betons
- ϵ_z Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit
- ϵ Dehnung in RiBrichtung

Die gewählte Beziehung ist eine im gesamten Definitionsbereich hinreichend stetige Funktion, deren Form durch den Parameter n stark

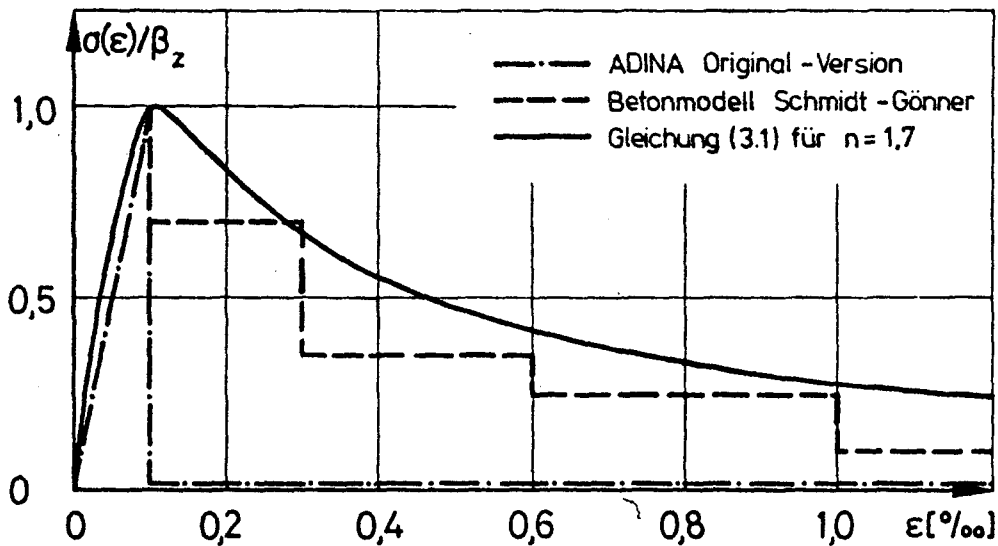


Bild 3.4: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons für den Zugbereich

beeinflusst werden kann. In den Berechnungen dieser Untersuchungen wurde $n=1,7$ angesetzt.

Neben dem Tension Stiffening Effekt ist für ein wirklichkeitsnahes Betonmodell zur Beschreibung des Schubtragverhaltens die Schubübertragung am Riß von besonderer Bedeutung. Wie zahlreiche Untersuchungen /4,5,6/ gezeigt haben, werden auch nach der Schubrißbildung über Kornverzahnung der Rißflächen (aggregate interlock) senkrecht und parallel zu den Rißufern Kräfte übertragen, die zu einer Steigerung der Schubtragfähigkeit führen. Die Querkraftabtragung über Rißverzahnung ist bei geringen Verschiebungen am größten, mit zunehmender Rißbreite und Parallelverschiebung der Rißufer verliert sie ihre Wirksamkeit /24/.

Da im vorliegenden Fall eine diskrete Modellierung der Rißverzahnung nicht möglich ist, kann die Schubübertragung über die Risse bei

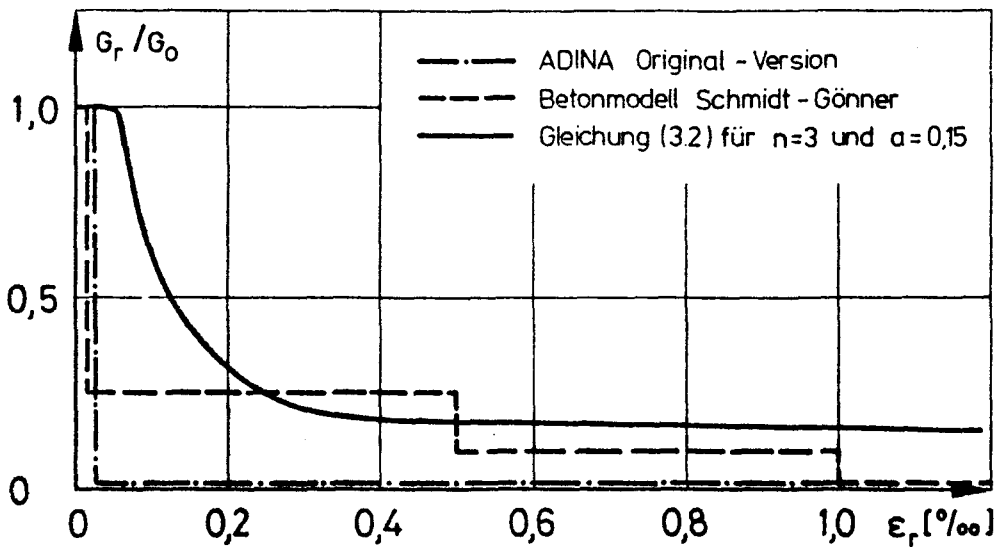


Bild 3.5: Abnahme der Schubsteifigkeit

Voraussetzung verschmierter Rißfelder im Element über den Ansatz des Schubmoduls erfaßt werden /25,26/. Hiernach wird der elastische Schubmodul (G_0) nach der Schubrißbildung in Abhängigkeit von der Verformung ϵ_r senkrecht zum Riß abgemindert, wobei ϵ_r der auf den Rißabstand bezogenen Rißbreite entspricht. Während in der Original-Version von ADINA der Schubmodul nach der Schubrißbildung um einen konstanten Faktor reduziert wird, beschreibt das Betonmodell nach /21/ die Verminderung der Schubsteifigkeit durch eine Treppenfunktion (Bild 3.5), die aufgrund ihres unstetigen Verlaufs ebenfalls keine befriedigende Lösung darstellt. Zur Verbesserung des Iterationsverhaltens wurde daher folgende Funktion gewählt:

$$G_r(\epsilon_r) = G_0 \left[(1-a) \frac{n \cdot \epsilon_r / \epsilon_0}{n-1 + (\epsilon_r / \epsilon_0)^n} + a \right]$$

$$G_r(\epsilon_r) < 1,0 \quad (3.2)$$

Hierin bedeuten:

G_0	Elastischer Schubmodul
G_r	Schubmodul im Zustand II
ε_r	Dehnung senkrecht zum Riß
ε_0	Dehnung bei der Schubrißbildung

Die Form der Funktion wird durch die Parameter a und n beeinflusst, wobei der Parameter n in erster Linie den Verlauf direkt nach der Rißbildung steuert und der Parameter a den Endwert des Schubmodul bestimmt. Bei den durchgeführten Berechnungen wurden die Werte $n = 3$ und $a = 0,15$ angesetzt.

3.3 Ergebnisse der Berechnung

Mit den zuvor dargestellten Idealisierungen und Werkstoffmodellen wurden eine Reihe von Berechnungen durchgeführt, bei denen entsprechend dem Versuchsprogramm als Hauptparameter der Vorspanngrad, der Schubbewehrungsgrad sowie die Betonstahllängsbewehrung variiert wurden. Außerdem wurden einige Vergleichsrechnungen für Balken mit Vorspannung mit Verbund vorgenommen, um den Einfluß der Verbundart deutlicher herausstellen zu können. Nachfolgend werden stellvertretend die Ergebnisse der Berechnungen zu den Balken B4 und B5 dargestellt und kommentiert.

Um die vorgestellten Ansätze für die Zugfestigkeit und die Abnahme des Schubmoduls miteinander vergleichen zu können, sind in den Bildern 3.6 und 3.7 die rechnerischen Bügelspannungen in Abhängigkeit von der Querkraft aufgetragen. Bis zum Zeitpunkt der Schubrißbildung sind keine nennenswerten Un-

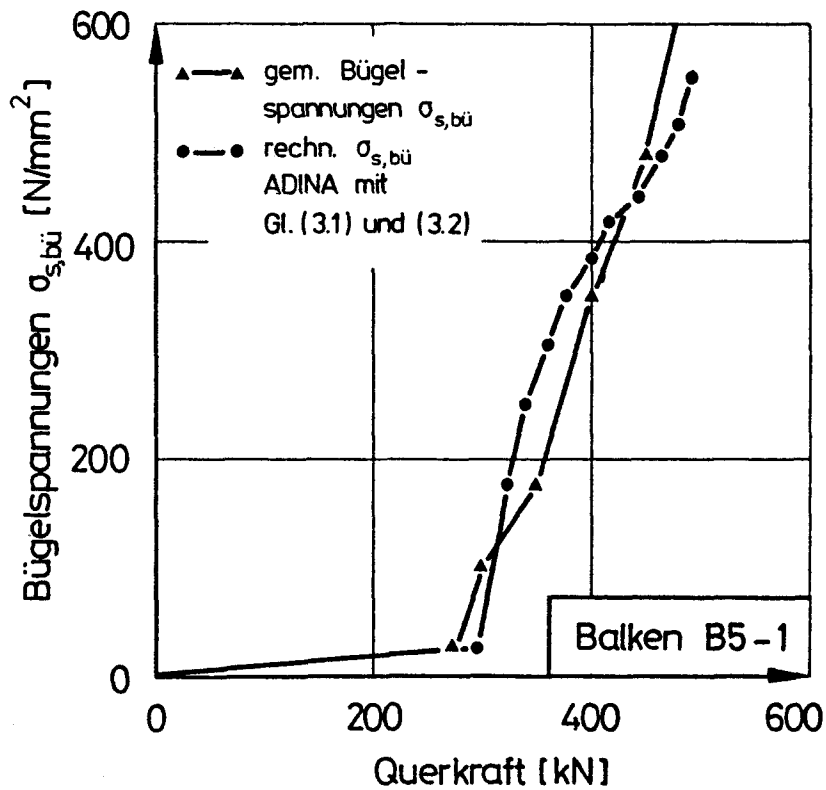
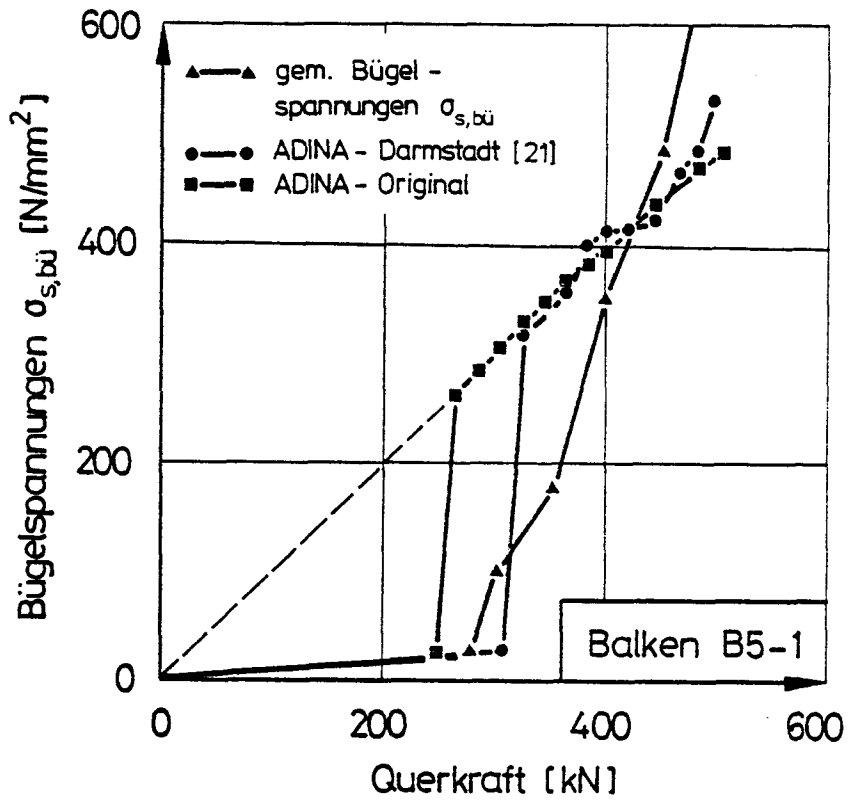


Bild 3.6: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Bügelspannungen für Balken B4

terschiede zwischen den verschiedenen Ansätzen zu erkennen. Wie im Versuch wird die Schubbewehrung entsprechend dem Steifigkeitsunterschied zwischen dem ungerissenen Betonquerschnitt und der Bewehrung nur gering beansprucht. Dagegen sind beim Anstieg der Bügelspannungen nach der Schubrißbildung deutliche Unterschiede festzustellen. Während bei der Original-Version von ADINA die Bügelspannungen mit der Schubrißbildung innerhalb einer Laststufe sprunghaft ansteigen, erfolgt der Übergang in den gerissenen Zustand bei anderen Versionen langsamer, was auf die Unterschiede in den Arbeitslinien für die Betonzugfestigkeit und den Schubmodul zurückzuführen ist. Allerdings verläuft der Anstieg der Bügelspannungen unter Verwendung des Betonmodells nach Schmidt-Gönner /21/ aufgrund der gewählten Treppenfunktionen für die Zugfestigkeit und den Verlauf des Schubmoduls weniger gleichmäßig. Diese Treppenfunktionen bewirken außerdem im Vergleich zu den Gleichungen (3.1) und (3.2), die im gesamten Definitionsbereich hinreichend stetige Funktionen sind, ein wesentlich ungünstigeres Iterationsverhalten, das zu einem erhöhten Rechenaufwand führt. Die effektive Rechenzeit eines Rechenlaufs betrug auf der AMDAHL 470 V/7 des Rechenzentrums der TU Braunschweig beim Betonmodell nach /21/ zwischen 1100 und 1800 CPU-Sekunden, für die Programmversion mit den Gleichungen (3.1) und (3.2) zwischen 400 und 600 CPU-Sekunden.

Vergleicht man die rechnerischen Bügelspannungen mit den gemessenen Werten, so ist

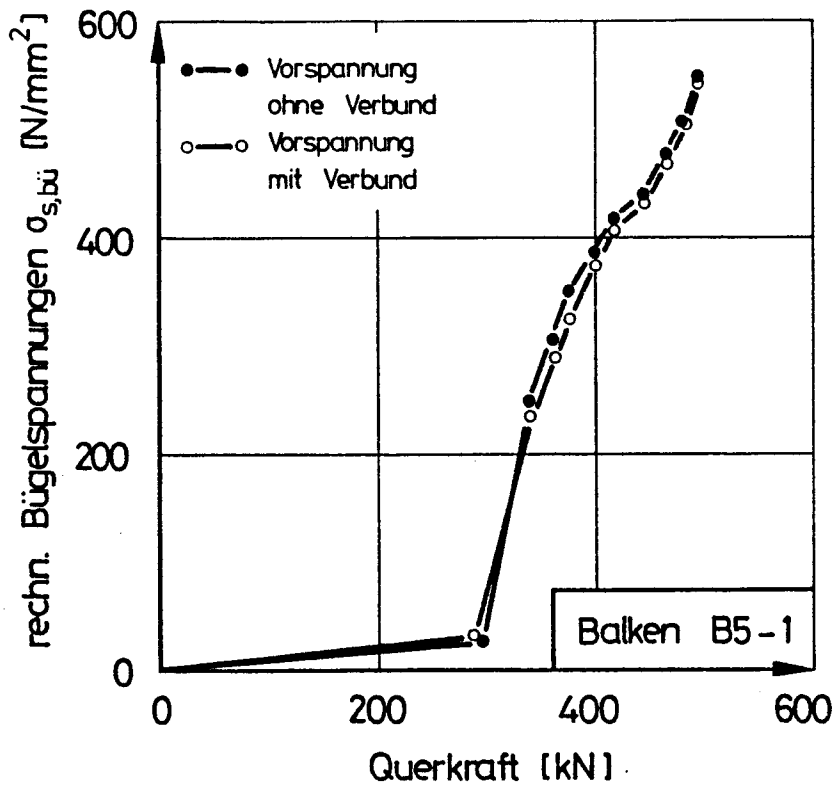
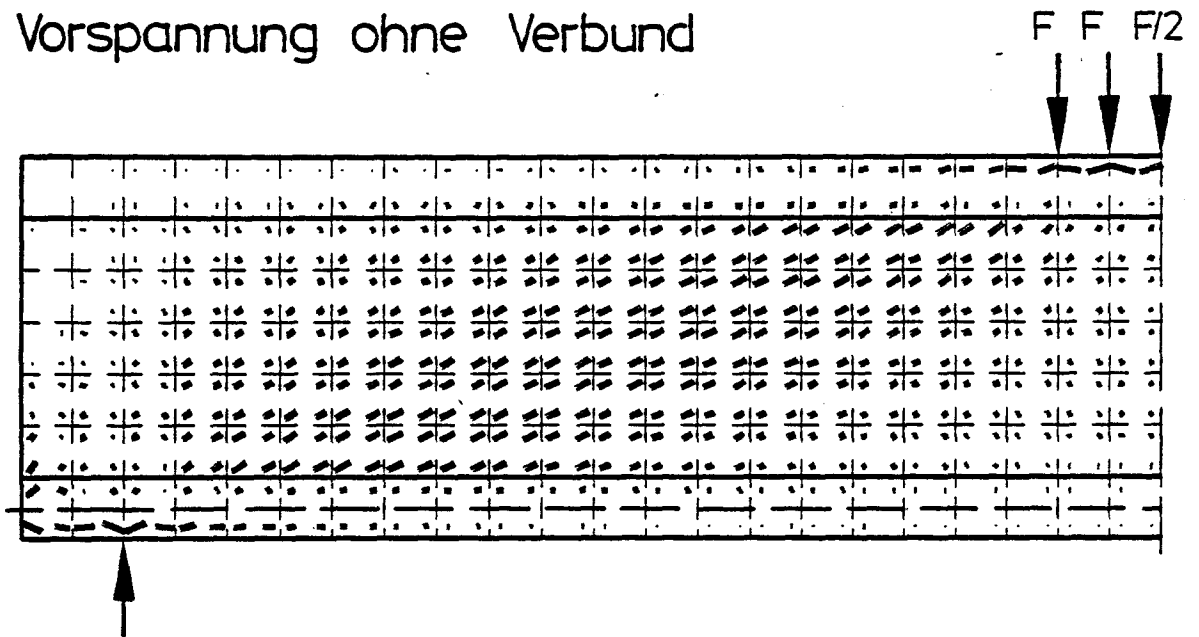


Bild 3.7: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Bügelspannungen für Balken B5

festzustellen, daß alle Programmversionen die Versuchswerte in der Tendenz richtig wiedergeben. Wie im Versuch ergab sich auch bei den durchgeführten Berechnungen mit zunehmendem Bügelbewehrungsgrad eine höhere Schubtragfähigkeit, die auf die Fachwerktragwirkung zurückgeführt werden kann. Beim Betonmodell von Schmidt-Gönner /21/ sowie bei dem hier beschriebenen Ansatz verläuft der Anstieg der Bügelspannungen annähernd parallel, um den Betontraganteil versetzt zu den rechnerischen Werten, die sich für ein Fachwerk mit einer Druckstrebenneigung von 45° ergeben. Dagegen verläuft bei der Original-Version von ADINA der Anstieg der Bügelspannungen wie bei einem reinen 45° -Fachwerk durch den Ursprung des Koordinatensystems, d.h. der Berechnung liegt ein Fachwerkmodell mit einer konstanten Druck-

Vorspannung ohne Verbund



Vorspannung mit Verbund

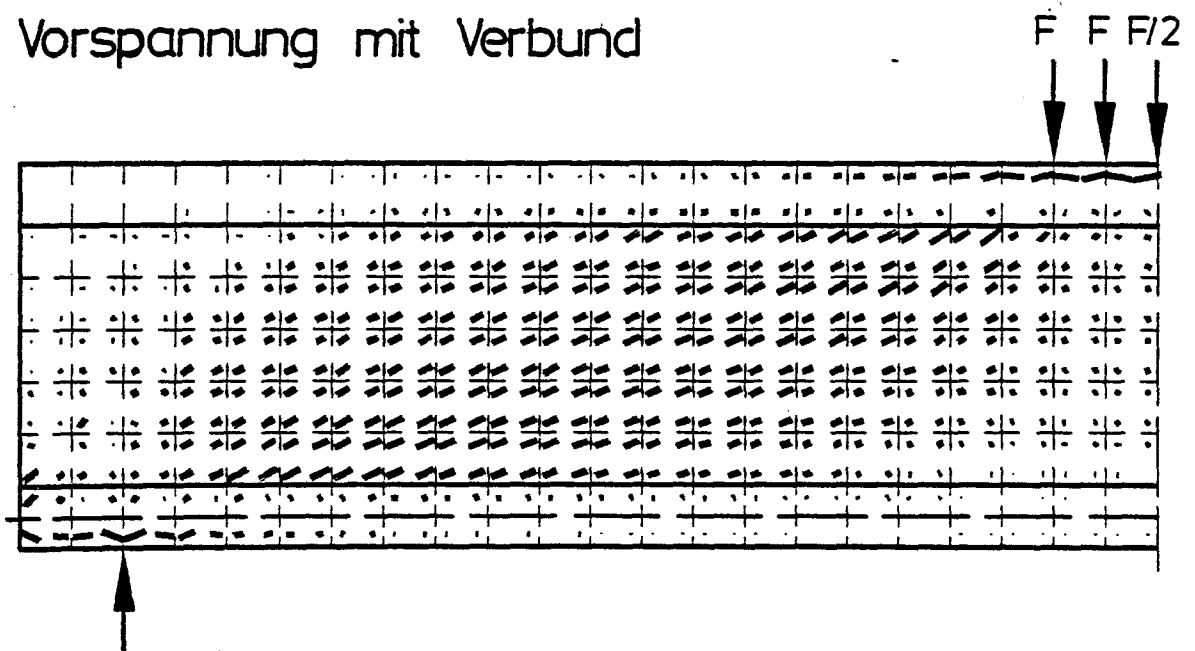


Bild 3.8: Rechnerische Bügelspannungen für
Vorspannungen mit und ohne Ver-
bund

strebenneigung zugrunde. Die Neigung der Druckstreben entspricht in etwa der Neigung der Schubrisse bei der Erstrißbildung.

In den Bildern 3.8 und 3.9 sind die Ergebnisse einer Vergleichsrechnung für Vorspannung mit Verbund wiedergegeben. Sowohl die Bügelspannungen als auch Größe und Richtung der Hauptdruckspannungen bestätigen, daß die Verbundart der Spannglieder beim Schubzugbruch, wie in den Versuchen festgestellt, keinen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit besitzt. Da der Zuggurt selbst im Bruchlastbereich weitgehend überdrückt bleibt, kann der ungerissene Zuggurt die für die Fachwerktragwirkung erforderlichen horizontalen Differenzkräfte ΔZ aufnehmen.

Für die Bruchart Druckstrebenversagen, die bei hochschubbewehrten Balken maßgebend wird, lieferten die durchgeführten Berechnungen zu hohe rechnerische Tragfähigkeiten, da in ADINA für die Betondruckstreben die volle einaxiale Druckfestigkeit eingesetzt wird. Dagegen haben Versuche an Stahlbeton- und Spannbetonbalken gezeigt, daß bei der Ermittlung der Druckstrebentragfähigkeit im Vergleich zum Biegebruchsicherheitsnachweis eine verminderte Betondruckfestigkeit zugrunde zu legen ist. Die verminderte Betondruckfestigkeit ist einerseits auf die unregelmäßige Begrenzung der Druckstreben durch die Schubrisse und andererseits auf die durch die Schubbewehrung eingeleitete Quersugbeanspruchung der Druckstreben zurückzuführen. Um diese Verminderung der Druckstrebentragfähigkeit mit ADINA erfassen zu

können, ist es erforderlich, das Werkstoffgesetz für Beton unter Druckbeanspruchung zu erweitern. Als mögliche Lösung bietet sich an, die einaxiale Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Dehnungen senkrecht zur Richtung der Betonstauchungen zu vermindern.

4 Analyse des Tragverhaltens

4.1 Allgemeines

Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse und Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente wird im folgenden eine kurze Analyse des Schubtragverhaltens bei Vorspannung ohne Verbund ausgeführt wobei die Ergebnisse der Untersuchungen /2/, /3/ und /9/ miteinbezogen werden. Es soll abschließend diskutiert werden, welche Unterschiede im Schubtragverhalten zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund bestehen und welche Schlußfolgerungen hieraus für einen Schubbemessungsansatz zu ziehen sind.

4.2 Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung

Um den Einfluß der Verbundart auf die Schubtragfähigkeit von vorgespannten Balken ohne Schubbewehrung zu überprüfen, wurden die Versuchsergebnisse von Jena/Pannell /2/ an Spannbetonbalken ohne Verbund mit solchen mit Vorspannung mit Verbund verglichen /6/. Hierzu sind in Tabelle 4.1 die Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchquerkraft für ausgewählte Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung getrennt nach Vorspannung mit und ohne Verbund statistisch ausgewertet. Für die Bestimmung der rechnerischen Bruchquerkraft wurde der in /6/ beschriebene Bemessungsansatz verwendet wonach sich die Schubtragfähigkeit eines Balkens aus einem Betontraganteil und einem Traganteil der Schubbewehrung zusammensetzt. Für die Nach-

	$Q_{u,gem.} / Q_{u,rechn.}$		
	Mittelwert	Variations- koeffizient	5%-Fraktile
VORSPANNUNG MIT VERBUND 194 Schubversuche an Balken ohne Schubbewehrung	1,35	17,8%	0,99
VORSPANNUNG OHNE VERBUND 17 Schubversuche an Balken ohne Schubbewehrung	1,33	7,3%	1,17

Tabelle 4.1 Gegenüberstellung der experimentellen und rechnerischen Schubtragfähigkeit bei Balken ohne Schubbewehrung für Vorspannung mit und ohne Verbund

rechnung der Balken ohne Schubbewehrung wurde näherungsweise davon ausgegangen, daß der Betontraganteil der Schubtragfähigkeit eines Balkens ohne Schubbewehrung entspricht.

Die Gegenüberstellung von experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit in Tabelle 4.1 zeigt daß die Verbundart keinen signifikanten Einfluß auf die Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung besitzt. Die annähernd gleiche Schubtragfähigkeit ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß das Schubversagen bei vorgespannten Balken ohne Schubbewehrung meist unmittelbar nach der Schubrißbildung eintritt sobald die im Steg auftretenden Hauptzugspannungen die Spaltzugfestigkeit des Betons überschreiten. Die Schubtragfähigkeit wird somit neben der Betonfestigkeit hauptsächlich durch die Höhe der Vorspannung

beeinflußt, da die auftretenden Hauptzugspannungen mit zunehmenden Vorspanngrad abnehmen.

4.3 Spannbetonbalken mit Schubbewehrung

4.3.1 Tragverhalten

Im Gegensatz zu Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung ist bei schubbewehrten Spannbetonbalken sowohl mit als auch ohne Verbund oberhalb der Schubrißlast noch eine deutliche Laststeigerung möglich. Während bei Vorspannung mit Verbund diese Laststeigerung eindeutig auf die Fachwerktragwirkung zurückgeführt werden kann, ist bei Vorspannung ohne Verbund die Querkraftabtragung oberhalb der Schubrißlast noch weitgehend ungeklärt. Als mögliche Tragmodelle wurden bisher neben der Fachwerkanalogie vor allem verschiedene Bogen-Zugbandmodelle /7,8,14/ diskutiert. Hauptargument für die Anwendung eines Bogen-Zugbandmodells war, daß die bei Fachwerktragwirkung auftretenden Versatzkräfte in den Fachwerkknoten des Zuggurtes von den Spanngliedern ohne Verbund nicht aufgenommen werden können. Nach dem Bogen-Zugbandmodell ergibt sich die Schubtragfähigkeit allein aus der Tragfähigkeit des Druckbogens bzw. des Zugbandes. Die Bügelbewehrung gilt nur als konstruktiv erforderlich und verbindet den Druckbogen mit dem Zuggurt ohne sich an der Querkraftaufnahme - theoretisch - zu beteiligen. Ein derartiges Tragverhalten kann nach den vorliegenden Versuchsergebnissen und Nachrechnungen anhand der Methode der

finiten Elemente nicht bestätigt werden. Besonders die Neigung der Schubrisse sowie die sowohl experimentell als auch theoretisch ermittelten hohen Bügeldehnungen lassen eher auf eine Fachwerktragwirkung schließen.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse zeigen: Solange allein der Steg Schubrisse aufweist und der Zuggurt in den Schubzonen ungerissen bleibt, sind im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund keine Unterschiede im Schubtragverhalten zu erwarten. Lediglich in Tragwerksbereichen mit gleichzeitig hoher Querkraft- und Momentenbeanspruchung wird sich ein andersartiges Tragverhalten einstellen. Während bei Vorspannung mit Verbund die horizontalen Differenzkräfte aus der Fachwerkwirkung von der im Verbund liegenden Spannbewehrung aufgenommen werden, ist dies nicht möglich, wenn im gerissenen Zuggurt nur Spannglieder ohne Verbund vorhanden sind. Anstelle des Fachwerkes wird sich hier ein örtliches Sprengwerk mit zum Teil flacherer Druckbogenneigung ausbilden, das sich auf die Tragwerksbereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützt bzw. diesen sogar überdrückt (Bild 4.1).

Entsprechend dem in Kapitel 2.5.2 beschriebenen Biegebruchverhalten, wonach Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund zur Bildung von Rotationsgelenken neigen, kann das Schubtragverhalten auch mit Hilfe eines Tragmechanismus beschrieben werden, der aus zwei Betonscheiben besteht, die im Bereich der maximalen Momente miteinander gelenkig verbunden sind. Die aufzunehmenden Querkräfte

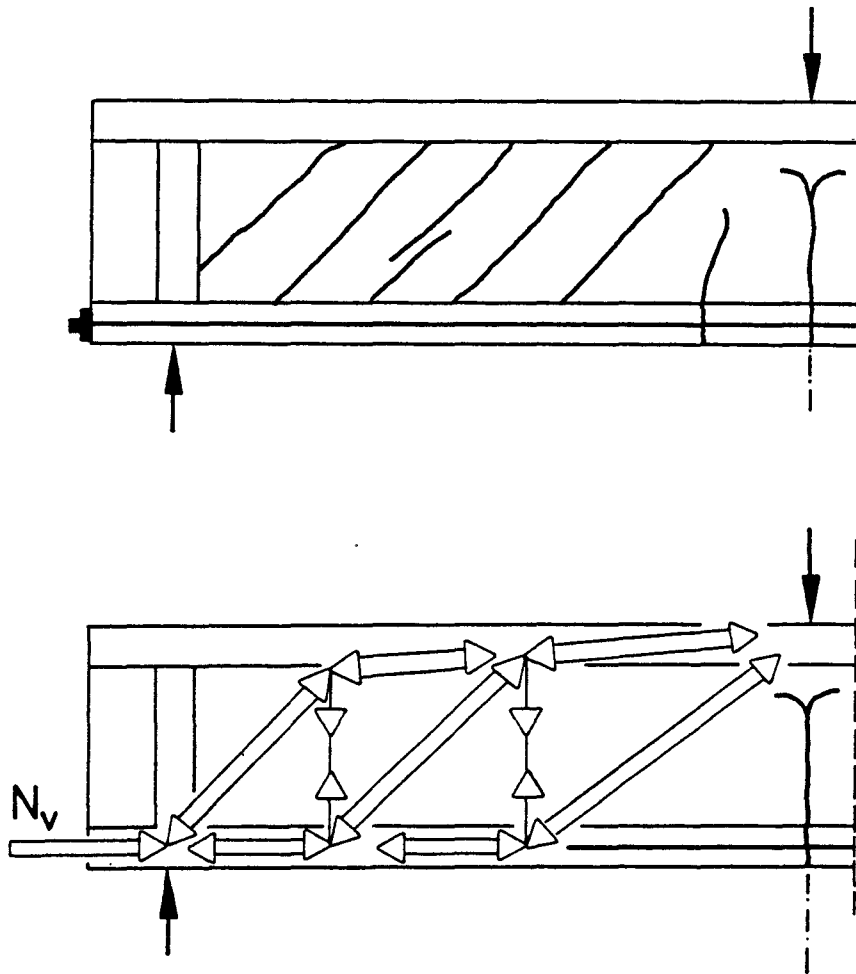


Bild 4.1: Schubtragmodell bei Vorspannung ohne Verbund

werden zunächst über geneigte Druckstreben von der Biegedruckzone in diese Betonscheiben eingeleitet. Die Neigung der Druckstreben richtet sich nach der Länge der gerissenen Zugzone und der Menge der Betonstahlbewehrung, die neben der verbundlosen Spannbe-
wehrung in der Zugzone angeordnet ist. Bei einer Steigerung der schlaffen Längsbewehrung nimmt zwar die Länge der gerissenen Zugzone zu, aber gleichzeitig können sich die Druckstreben auf diese Bewehrung abstützen, so daß extrem flache Druckstrebenneigungen ausgeschlossen werden und ein allmählicher Übergang zur Vorspannung mit Verbund

erfolgt. Die an diesen Einleitungsbereich anschließenden Betonscheiben weisen lediglich im Steg geneigte Schubrisse auf. Zwischen Druckgurt und ungerissenem Zuggurt bildet sich ein System geneigter Druckstreben, das zusammen mit der Schubbewehrung (Bügelbewehrung) wie ein Fachwerk wirkt. Sowohl die gemessenen als auch rechnerischen Bügeldehnungen nach der FE-Methode bestätigen die Richtigkeit dieser Annahme.

Für das hier beschriebene Schubtragmodell spricht auch das für die Vorspannung ohne Verbund typische Biege-rißverhalten. Da sich die Biegerisse bei fehlender Betonstahllängsbewehrung allein auf die Bereiche mit hoher Momentenbeanspruchung konzentrieren, bleiben die Schubzonen frei von Biegerissen. Außerdem nehmen die Vorspannkräfte nach der Biege-rißbildung infolge Spannkraftzunahme aufgrund des fehlenden Verbundes über die gesamte Spanngliedlänge zu, so daß auch hierdurch ein weiteres Aufreißen des Zuggurtes in den Schubzonen verhindert wird.

Abschließend ist noch auf den Einfluß der Querschnittsform auf das Schubtragverhalten einzugehen: Mit Ausnahme von Balken B3 in /3/ waren alle bisher untersuchten Balkenquerschnitte symmetrische I-Querschnitte mit den für Schubversuche üblichen Abmessungen. Die profilierte Querschnittsform mit geringer Stegdicke ist erforderlich, um ein eindeutiges Schubversagen - Schubzugbruch oder Druckstrebenversagen - zu erzielen. Bei einem Rechteckquerschnitt sind, wie Versuche an Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit Verbund zeigen /6/, die auftretenden Schubspan-

nungen ($\tau_u = Q_u/b_0z$) so gering, daß ein Schubversagen nur bei extrem niedrigen Schubbewehrungsgraden in Form eines Biegeschubbruchs auftritt. Bei dieser Bruchart entwickelt sich der zum Versagen führende Schubriß durch Rißfortpflanzung aus einem Biegeriß im Bereich der Schubspannweite. Indem die Schubbewehrung unmittelbar bei der Schubrißbildung die Streckgrenze überschreitet, sind Schubrißlast und Bruchlast meist identisch. Bei erhöhtem Schubbewehrungsgrad, der nach der Schubrißbildung noch eine deutliche Laststeigerung ermöglicht, ist ein Schubversagen nicht mehr zu erwarten, da wegen der vergleichsweise geringen Schubspannungen die Biegetragfähigkeit maßgebend wird.

Aufgrund dieser Versuchsergebnisse an Balken mit im Verbund liegender Bewehrung war ein Schubversagen bei Rechteckbalken mit Vorspannung ohne Verbund von vorneherein auszuschließen: Einerseits ist wegen des typischen Biegerißverhaltens (Gelenkbildung) ein zum Schubbruch führender Biege-Schubriß innerhalb der Schubspannweite nicht zu erwarten, wie auch durch die Untersuchungen von Leonhardt/Walther zum Einfluß der Verbundgüte auf die Schubtragfähigkeit von Rechteckbalken ohne Schubbewehrung bestätigt wird /27/. Andererseits wird bei einem erhöhten Schubbewehrungsgrad vor Erreichen der maximalen Schubtragfähigkeit wegen des vergleichsweise geringen Spannungszuwachses der verbundlosen Spannglieder die Biegetragfähigkeit überschritten.

Bei reinen T-Querschnitten ist ebenfalls die

Biegetragfähigkeit maßgebend, da in der Biegezugzone nur eine begrenzte Anzahl Spannglieder untergebracht werden kann. Zudem ist zu erwarten, daß ein T-Querschnitt, wie das Versagen des Balkens B3 zeigt, die gegenüber dem Gebrauchszustand erhöhte Spanngliedkraft im Bruchzustand im Auflagerbereich ohne Stegverstärkung nicht aufnehmen kann. Daher sollten bei weiteren experimentellen Untersuchungen unsymmetrische I-Querschnitte noch näher untersucht werden, die gegenüber einem reinem T-Querschnitt aufgrund eines verstärkten Zuggurtes eine höhere Biegetragfähigkeit besitzen.

4.3.2 Vergleich mit Bemessungsmodellen

Zur Überprüfung der unterschiedlichen Modellvorstellungen werden nachfolgend die experimentellen Bruchlasten mit den rechnerischen Werten nach verschiedenen Fachwerk- und Bogen-Zugbandmodellen verglichen. Stellvertretend für die Fachwerkanalogie wurden die Bemessungsverfahren nach DIN 4227/1 /14/, der CEB-Mustervorschrift /28/ bzw. Eurocode 2 /29/ sowie der Bemessungsvorschlag nach /6/ ausgewählt; stellvertretend für die Bogen-Zugbandmodelle wurde der Bemessungsvorschlag von Jungwirth/Wölfel /7,8/ angewendet.

Während die klassische Fachwerkanalogie mit 45° geneigten Druckstreben noch die gesamten Stegzugkräfte der Schubbewehrung zuweist, ist nach DIN 4227/1 /14/, CEB /28/ bzw. Eurocode 2 /29/ sowie Kordina/Hegger /6/ entsprechend der erweiterten Fachwerkanalo-

<p><u>DIN 4227 / 1 / 14 /</u></p> <p>Versagen der Schubbewehrung</p> $Q_u = \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot b_o \cdot z (\cot \vartheta + \cot \alpha) ; Q_u \leq Q_D$ <p>mit : $\tan \vartheta = 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_R} ; \tan \vartheta \geq 0,4$</p> <p>$\Delta \tau = 60\%$ der Werte von Zeile 50, Tab. 9, DIN 4227/1</p> <p>Druckstrebenversagen :</p> $Q_D = b_o \cdot z \cdot \text{zul.} \tau_R \quad \text{zul.} \tau_R \text{ Z. 56-61, Tab. 9, DIN 4227/1}$
<p><u>Standard Verfahren nach CEB / 27 /</u> <u>bzw. Eurocode / 28 /</u></p> <p>Versagen der Schubbewehrung</p> $Q_u = Q_b + Q_s + Q_v ; Q_u \leq Q_D$ $Q_b = 2,5 \tau_{RD} \cdot b_o \cdot h \cdot \beta_1 ; \beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_u} ; \tau_{RD} \equiv 0,05 \beta_p^{2/3}$ $Q_s = \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot b_o \cdot 0,9h (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$ <p>Druckstrebenversagen :</p> $Q_D = b_o h \cdot 0,3 \beta_p$
<p><u>Bemessungsvorschlag nach Kordina / Hegger / 6 /</u></p> <p>Versagen der Schubbewehrung</p> $Q_u = Q_s + Q_b + Q_v$ $Q_s = 0,9h \cdot b_o \cdot \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot \sin \alpha (1 + \cot \alpha)$ $Q_v = N_v \cdot \sin \alpha$ $Q_b = h \cdot b_o \cdot 0,19 \sqrt[2]{\beta_w} \sqrt[3]{\mu_L} \cdot f_F (1 + 1,25 M_o / M_u)$ <p>mit : $\mu_L = 100 (A_s + A_v) / h \cdot b_o$</p> $f_F = 0,7 + 0,15 b / b_o ; f_F \leq 1,0$ <p>Druckstrebenversagen :</p> $Q_D = 0,9 h \cdot b_o \cdot 0,23 \beta_w$

Tabelle 4.2: Gleichungen zur Schubbemessung

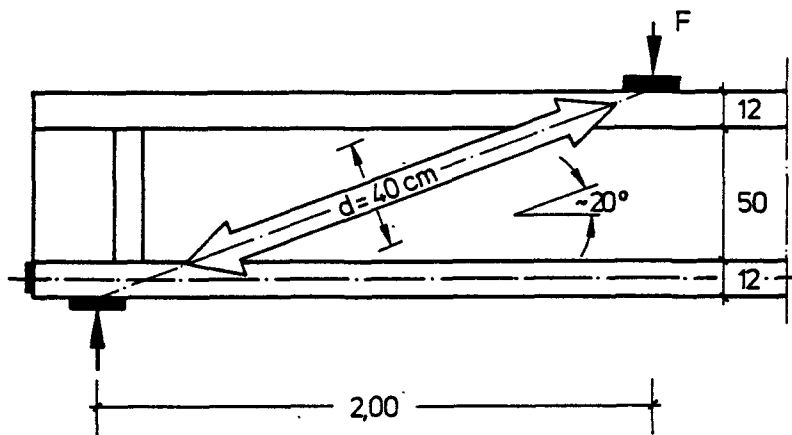


Bild 4.2: Bogen-Zugband bzw. Sprengwerkmodell

gie lediglich eine verminderte Schubdeckung erforderlich. Um die von der klassischen Fachwerkanalogie abweichenden Tragwirkungen wie Rißverzahnung, Dübelwirkung der Längsbewehrung und flachere Neigung der Druckstreben zu erfassen, die zu einer Entlastung der Schubbewehrung führen, werden formal zwei unterschiedliche Wege eingeschlagen: Beim Standard-Verfahren nach CEB sowie nach /6/ ergibt sich die Schubtragfähigkeit aus einem Fachwerkanteil mit einer Druckstrebenneigung von 45° und einem Betontraganteil. Dagegen wird bei DIN 4227/1 die Druckstrebenneigung soweit reduziert, daß sowohl die tatsächliche Verringerung der Druckstrebenneigung als auch die übrigen Querkrafttragwirkungen erfaßt werden (Tab. 4.2). In DIN 4227/1 führt dieser Umweg über eine fiktive Druckstrebenneigung, die weder mit der tatsächlichen Neigung noch mit der Schubrißneigung übereinstimmt, ebenfalls zu einem konstanten Betontraganteil, der allein von der Betonfestigkeit abhängt.

Beim Modell von Jungwirth/Wölfel wird angenommen, daß sich Bogen-Zugband- und Fachwerktragwirkung überlagern. Der dem Fachwerk zuzuweisende Querkraftanteil, für den eine Bügelbewehrung gefordert wird, ist aus dem Verhältnis der Momententragfähigkeit der Betonstahllängsbewehrung zu derjenigen der verbundlosen Spannglieder zu errechnen. Gleichzeitig sind die Hauptdruckspannungen aus den Fachwerkstreben- und Bogendruckkräften zu ermitteln und nachzuweisen. Für die Ermittlung der Bogendruckspannungen wurde entsprechend Bild 4.2 vereinfachend ein Sprengwerk angenommen: Die Neigung der Druckstrebe beträgt bei einer Schubspannweite von 2,00 m und einer Balkenhöhe von 74 cm $\theta_D \approx 20^\circ$. Für die Abmessungen der Druckstrebe wurden einheitlich eine Breite von 10 cm (Stegbreite b_D) und eine Dicke von $d = 40$ cm angesetzt. Mit der nach DIN 4227/6 /14/ zulässigen Hauptdruckspannung ergibt sich hieraus eine Tragfähigkeit des reinen Bogen-Zugbandmodells von

$$Q_u = 0,6 \beta_w \cdot b_D \cdot h_D \cdot \tan \theta_D \quad (4.1)$$

Die Gegenüberstellung von experimenteller und rechnerischer Schubtragfähigkeit in Tabelle 4.2 zeigt, daß auch bei Vorspannung ohne Verbund die Schubtragfähigkeit mit Hilfe einer Fachwerkanalogie am besten vorhergesagt werden kann. Dagegen liefert ein Bogen-Zugbandmodell insbesondere bei hohen Schubbewehrungsgraden nur unzureichende Übereinstimmung mit der experimentellen Tragfähigkeit. Als Bruchursache wird ausschließlich ein Versagen des Betons vor-

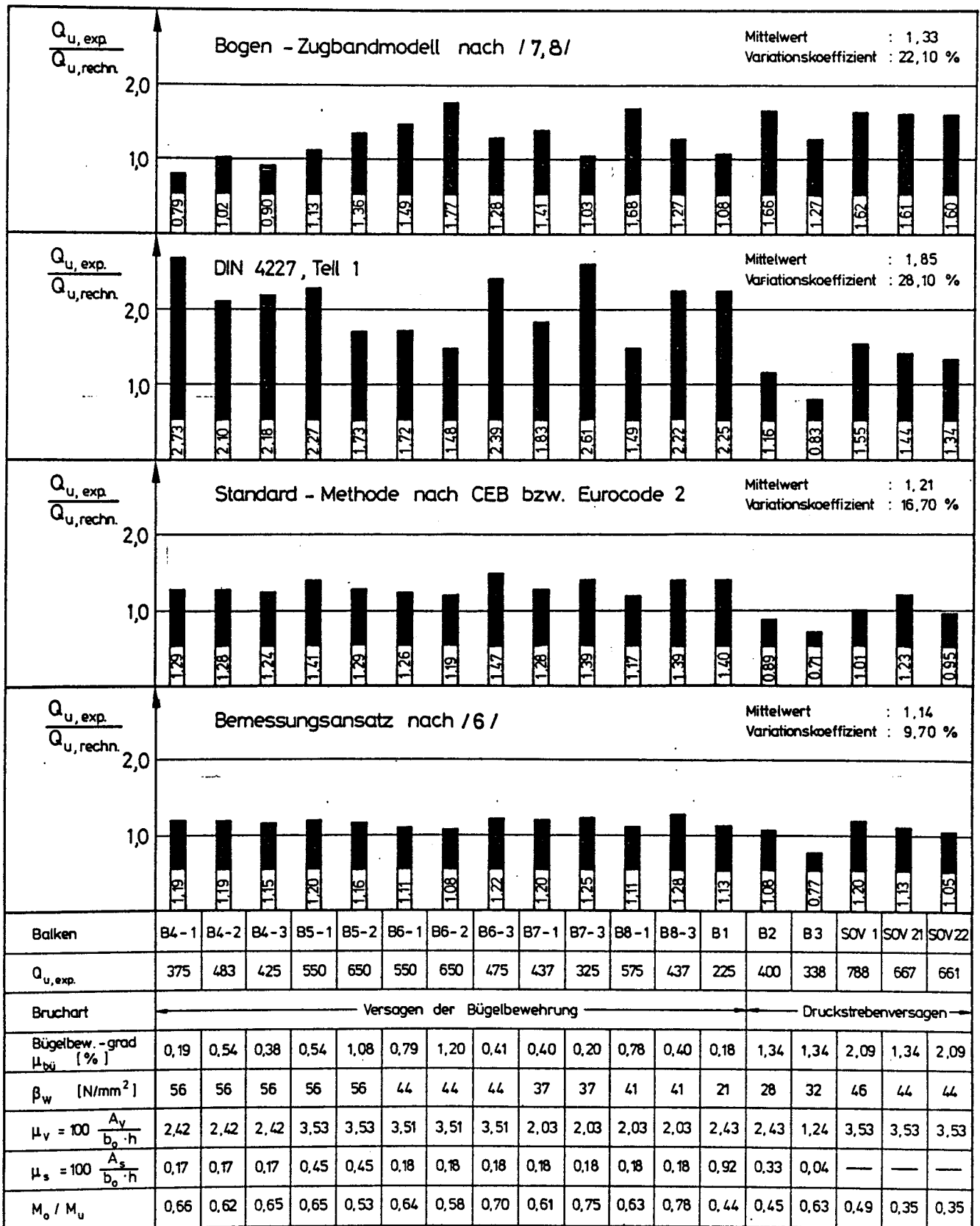


Tabelle 4.3: Vergleich der experimentellen Schubtragfähigkeit mit rechnerischen Werten

hergesagt, obwohl bei den Balken B1 bzw. B4 - B8 der Bruch eindeutig durch Fließen der Bügel eintrat. Da auch bei allen übrigen Versuchsbalken die Bügelbewehrung im Bruchzustand bis nahe an die Streckgrenze beansprucht wurde, scheint ein Bogen-Zugbandmodell zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit weniger geeignet zu sein. Demgegenüber wird von den Fachwerkmodellen sowohl die Bruchursache als auch die Tragfähigkeit zutreffend bestimmt.

Vergleicht man weiterhin die Quotienten $Q_{u,exp.}/Q_{u,rechn}$ mit Mittelwerten von vergleichbaren Spannbetonbalken mit Verbund (Tab. 4.3), so ist festzustellen, daß die Schubtragfähigkeit beim Versagen der Bügelbewehrung durch den fehlenden Verbund der Spannbewehrung offensichtlich wenig beeinflußt wurde. Diese Übereinstimmung läßt vermuten, daß für geringe und mittlere Schubbewehrungsgrade die Schubtragfähigkeit genauso wie bei Vorspannung mit Verbund durch ein Fachwerkmodell sicher vorausgesagt werden kann. Da der Zuggurt in den für die Querkrafttragfähigkeit maßgebenden Schubzonen nahezu frei von Biegerissen bleibt, erscheint der geringe Einfluß der Verbundart auf die Schubtragfähigkeit auch erklärlich.

Bei allen übrigen Versuchsbalken war ein Versagen der Druckstreben die Bruchursache. Die Gegenüberstellung von experimenteller und rechnerischer Schubtragfähigkeit in Tabelle 4.2 und Bild 4.3 deutet darauf hin, daß Balken mit Vorspannung ohne Verbund eine geringere Druckstrebentragfähigkeit besitzen

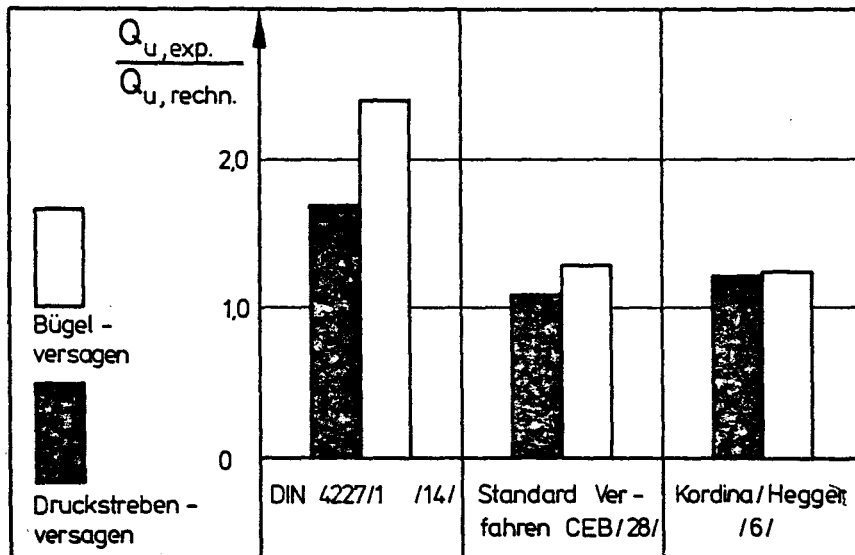


Bild 4.3: Schubtragfähigkeit bei bei Vorspannung mit Verbund (Mittelwerte von 183 Spannbetonbalken)

als vergleichbare Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung. Ursache hierfür scheint die vergleichsweise geringe Druckstrebenneigung in den Bereichen mit gerissenem Zuggurt zu sein. Da sich die Druckstreben aufgrund des fehlenden Verbundes auf Tragwerksbereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützen müssen, bildet sich hier ein Sprengwerk mit geringerer Druckstrebenneigung als in den anschließenden Schubzonen, was zu einer erhöhten Druckstrebenbeanspruchung führt. Dies bestätigen auch die gemessenen Betonstauchungen, die hier ihre maximalen Werte erreichten, sowie die Lage der Versagenszonen, die sich bei gerader Spanngliedführung im Steg schräg unterhalb der eingeleiteten Lasten befanden /3,9/. Bei gekrümmter Spanngliedführung ist zu erwarten, daß die Versagenszone im Bereich der im Steg hochgeführten Spannglieder liegt, wie

die als sekundäre Brucherscheinung aufgetretenen Betonabplatzungen der Balken B7-1 und B8-1 andeuten. Es sollte daher wie bei Vorspannung mit Verbund eine verminderte Stegbreite beim Nachweis der Druckstreben-tragfähigkeit angesetzt werden, wenn die Spannglieder im Steg angeordnet sind /14,10/:

$$b_{\text{eff}} = b_0 - \sum \varnothing \quad (4.2)$$

$\sum \varnothing$ Summe der Spann-
glieddurchmesser
im Horizontal-
schnitt

Um zu überprüfen, wie stark die Druckstreben-tragfähigkeit durch den fehlenden Verbund der Längsbewehrung vermindert wird, sind in Bild 4.4 die Bruchschubspannungen von Balken mit Druckstrebenversagen in Abhängigkeit der Betonfestigkeit aufgetragen. In Bild 4.4 ist zu erkennen, daß die Bruchschubspannungen der untersuchten Balken mit Vorspannung ohne Verbund am unteren Rand des Streubereiches für vergleichbare Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung liegen. Es wird daher vorgeschlagen, die obere Schubspannungsgrenze, die bei Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung $\tau_u = 0,26 \cdot \sigma_{WS}$ beträgt /6/, für Vorspannung ohne Verbund um rund 10 % auf

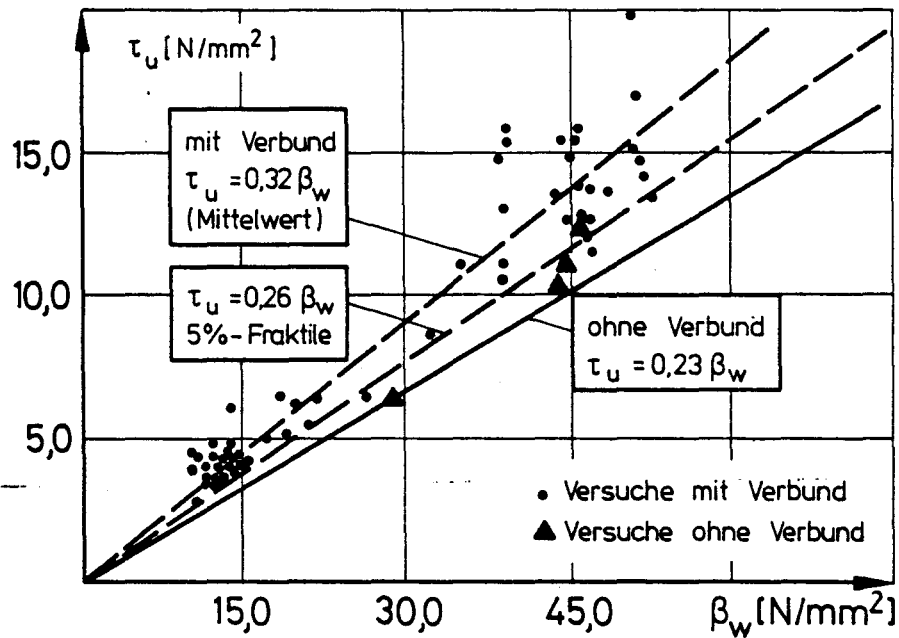


Bild 4.4: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit β_w für Vorspannung mit und ohne Verbund

$$\tau_u = 0,23 \beta_w \quad (4.3)$$

zu reduzieren.

Für die Entwicklung eines Bemessungsansatzes ist Gl. (4.3) analog zur Vorspannung mit Verbund um weitere 10 % abzumindern, um die Tragfähigkeitsverluste infolge Dauerstandbelastungen zu erfassen. Hiernach kann als Bemessungsgleichung eine obere Schubspannungsgrenze von

$$\tau_u = 0,21 \beta_w \quad (4.4)$$

angegeben werden.

5 Bemessungsvorschlag

Auf der Grundlage der in den vorangegangenen Abschnitten diskutierten Versuchsergebnisse und Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente läßt sich für schubbewehrte Balken mit Vorspannung ohne Verbund folgender Schubbemessungsvorschlag angeben, soweit dies bei der begrenzten Zahl der ausgeführten Versuche möglich ist.

Da für Brucharten, die durch Versagen der Bügelbewehrung ausgelöst werden, die Verbundart der Spannglieder nur einen vernachlässigbar geringen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit zu besitzen scheint, können die gleichen Bemessungsansätze wie bei Vorspannung mit Verbund verwendet werden. Die Schubtragfähigkeit kann wie bei der Vorspannung mit Verbund mit Hilfe der Fachwerkanalogie bestimmt werden, da der Zuggurt aufgrund des für die Vorspannung ohne Verbund typischen Biegerißverhaltens weitgehend frei von Biegerissen bleibt. Ist neben den verbundlosen Spanngliedern Betonstahllängsbewehrung vorhanden, nimmt zwar die Länge der gerissenen Zugzone zu, gleichzeitig aber ist diese Bewehrung in der Lage, die infolge Fachwerkwirkung auftretenden Versatzkräfte aufzunehmen. Analog zu /6/ kann somit folgender Schubbemessungsansatz angegeben werden, wonach die Schubtragfähigkeit aus einem Traganteil der Schubbewehrung Q_s , einem Betontraganteil Q_b und der Vertikal-komponente geneigter Spannglieder Q_v ermittelt wird. Die Tragfähigkeit gegenüber Druckstrebenversagen wird mit einer oberen Schubspannungsgrenze abgeschätzt, die linear

von der Betonfestigkeit abhängt.

$$Q_u = Q_s + Q_b + Q_v \quad (4.5)$$

$$Q_u < 0,9h \cdot b_o \cdot 0,21 \cdot \beta_w$$

$$Q_s = 0,9h \cdot b_o \cdot \mu_{s,s} \cdot \beta_s \cdot \sin\beta \cdot (1 + \cot\beta)$$

$$Q_b = h \cdot b_o \cdot \Delta\tau \cdot \sqrt[2]{\beta_w} \cdot \sqrt[3]{\mu_L} \cdot f_F \cdot (1 + 1,25M_o/M_u)$$

$$\mu_L = 100(A_s + A_v)/b_o \cdot h$$

M_o = Dekompressionsmoment im für
die Schubbemessung maßgebenden
Querschnitt

M_u = zu max. Q_u zugehöriges Moment
($\gamma = 1,75$) im Bemessungs-
querschnitt ($\hat{=}$ a Q_u für Ein-
feldträger mit Einzellast)

$$k_f = 0,70 + 0,15 \cdot b/b_o$$

$$k_f < 1,0$$

$$Q_v = N_v \cdot \sin\alpha$$

6 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde das Schubtragverhalten von Spannbetonbalken mit Vorspannung ohne Verbund untersucht. Es sollte geklärt werden, wie sich der fehlende Verbund der Spannglieder auf das Schubtragverhalten auswirkt und welche Folgerungen hieraus für die Wahl eines geeigneten Schubbemessungsmodells zu ziehen sind. In der augenblicklich gültigen Fassung von DIN 4227/6 "Vorspannung ohne Verbund" ist die Frage nach dem maßgebenden Schubbemessungsmodell nur unbefriedigend geregelt. Es darf sowohl nach dem Fachwerk- als auch nach dem Bogen-Zugbandmodell bemess-

sen werden, obwohl die rechnerischen Schubtragfähigkeiten der beiden Verfahren signifikant voneinander abweichen können.

Zur Klärung der noch offenen Fragen wurden neben theoretischen Untersuchungen nach der Methode der Finiten Elemente fünf Versuche an Spannbetonbalken mit I-Querschnitt durchgeführt, wobei der Bügelbewehrungsgrad als Hauptparameter im Vordergrund stand.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse sowie die durchgeführten Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente zeigten, daß sich auch bei Vorspannung ohne Verbund die Fachwerkanalogie zur Vorhersage der Schubtragfähigkeit am besten eignet. Dagegen liefert das Bogen-Zugbandmodell nur unzureichende Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Tragverhalten, besonders da als Bruchursache ausschließlich ein Versagen des Betons vorausgesagt wird und die Steigerung der Tragfähigkeit durch die Bügelbewehrung nicht berücksichtigt wird. Die durchgeführten Versuche zeigten jedoch, daß wie bei Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung je nach Schubbewehrungsgrad zwischen den Brucharten Versagen der Schubbewehrung und Betondruckstrebenbruch zu unterscheiden ist. Das Versagen wird bei beiden Brucharten durch zahlreichen Schubrisse, deren Neigung zwischen 30° - 45° betragen kann, vorangekündigt. Die Schubrisse bilden sich wie bei Vorspannung mit Verbund unabhängig von den Biege-
rissen, sobald die Hauptzugspannungen im Steg die Spaltzugfestigkeit des Betons überschreiten. Da der Zuggurt in den Schubzonen aufgrund des für die Vorspannung ohne

Verbund typischen Biege-riß-Verhaltens - die Biegerisse konzentrieren sich auf den Bereich der maximalen Biegemomente - weitgehend ungerissen bleibt, kann sich auch ohne im Verbund liegende Längsbewehrung ein Fachwerk zwischen Druck- und Zuggurt im Steg ausbilden.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchung wurden abschließend zu einem Bemessungsvorschlag für schubbewehrte Balken mit Vorspannung ohne Verbund zusammengefaßt: Da der fehlende Verbund für die Bruchart "Versagen der Bügelbewehrung" aufgrund des in den Schubzonen weitgehend ungerissenen Zuggurtes von keinem großen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit zu sein scheint, können die gleichen Bemessungsansätze wie bei Vorspannung mit Verbund angewendet werden.

Für die Bruchart Versagen der Betondruckstreben läßt sich die Schubtragfähigkeit - wie bei vergleichbaren Stahlbeton- und Spannbetonbalken - mit Hilfe einer oberen Schubspannungsgrenze abschätzen. Jedoch wurde diese obere Schubspannungsgrenze im Vergleich zu Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung niedriger angesetzt, da die Druckstreben in den örtlich begrenzten Bereichen mit gerissenem Zuggurt aufgrund der fehlenden Verbundbewehrung flacher verlaufen, um sich auf die Schubzonen mit ungerissenem Zuggurt abstützen zu können.

Zur Absicherung des vorgestellten Bemessungsvorschlages sollten bei weiteren experimentellen Untersuchungen vorrangig der Einfluß geneigter Spannglieder sowie der Pa-

rameter Querschnittsform behandelt werden. Während bei Rechteckquerschnitten auf Grund der Querschnittsbreite ein Schubversagen von vorneherein ausgeschlossen werden kann, ist das Schubtragverhalten von Plattenbalken- bzw. unsymmetrischen I-Querschnitten noch näher zu untersuchen.

7 LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ Lorentsen, M.
Shear and Bond in Prestressed Concrete
beams without Shear Reinforcement
Transaction No. 47, National Swedish
Council for Building Research, Stock-
holm, 1964

- /2/ Jena, B.; Pannell, F.N.
The Diagonal Cracking Strength of Con-
tinuous Prestressed Concrete Beams
Magazine of Concrete Research, Vol.24,
No. 78, Mai 1972

- /3/ Kordina, K.; Hegger, J.; Teutsch, M.
Anwendung der Vorspannung ohne Verbund
Heft 355 des Deutschen Ausschuß für
Stahlbeton, 1984

- /4/ Thürlimann, B.; Bachmann, H.; Krauss,
R.; Caflisch, R.; Heimgartner, E.
Schubversuche an teilweise vorgespann-
ten Balken
Institut für Baustatik ETH Zürich, Be-
richte Nr. 6504-2; 6504-3; 6504-5;
6504-6;

- /5/ Leonhardt, F.; Koch, R.; Rostásy, F.S.
Schubversuche an Plattenbalken
Heft 227 der Schriftenreihe des
DAfStb., 1973

- /6/ Kordina, K.; Hegger, J.
Systematische Auswertung von Schubversuchen an Spannbetonbalken, Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1985, (Veröffentlichung beim DAfStb in Vorbereitung)
- /7/ Wölfel, E.
Vorspannung ohne Verbund - Besonderheiten der Bemessung
Beton- und Stahlbetonbau, S. 209-211, September 1981
- /8/ Jungwirth, D.
Überlegungen zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund
Arbeitspapier des U.A. DIN 4227/Teil 6, 1979
- /9/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Hegger, J.
Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund, Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1984
- /10/ Leonhardt, F.
Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der neueren Schubbemessung
Beton- und Stahlbetonbau, S. 270-277, 295-302, November 1977

/11/ VSL

Spannverfahren mit Litzen ohne Verbund
Zulassungsbescheid vom 9.2.1982, Institut für Bautechnik

/12/ Buschmeyer, W.

Vorspannung ohne Verbund - Bemessung
und Konstruktion, Dissertation, Universität Essen, 1983

/13/ Iványi, G.; Buschmeyer, W.

Biegeversuche an Plattenstreifen mit
zentrischer Vorspannung ohne Verbund
Heft 16 der Forschungsberichte aus dem
Fachbereich Bauwesen der Universität
Essen, 1981

/14/ DIN 4227

Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit
beschränkter oder voller Vorspannung, 1979

Teil 6: Bauteile mit Vorspannung ohne
Verbund, 1982

/15/ Kordina, K.; Hegger, J.

Zur Ermittlung der Biegebruchtragfähigkeit
bei Vorspannung ohne Verbund
Veröffentlichung in Vorbereitung, 1985

/16/ Schlaich, J.; Schäfer, K.

Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons
Beton- und Stahlbetonbau 78, S. 73-77,
1983

- /17/ Robinson, J.R.; Demorieux, J.M.
Essais de Traction-Compression sur Modèles d'Ame de Poutre en Beton
Institut du Recherches Appliquees du
Beton Armee (IRABA), Teil I, Juni 1968;
Teil II, Mai 1972
- /18/ Vecchio, F.; Collins, M.P.
The Response of Reinforced Concrete to
In-Plane Shear and Normal Stresses
University of Toronto, Dep. of Civil
Eng., Publication Nr. 82-03, 1982
- /19/ ADINA-Engineering
Users Manual, Watertown, Massachusetts,
1981
- /20/ Bathe, K.-J.; Ramaswamy, S.
On Three-Dimensional Nonlinear Analysis
of Concrete Structures
Nuclear Engineering and Design 52, S.
385-409, 1979
- /21/ Schmidt-Gönnner, G.
Nichtlineare dreidimensionale Finite
Element Analyse von Stahlbetonträgern
unter Torsion, Biegung und Querkraft,
Dissertation, Darmstadt 1984
- /22/ Mehlhorn, G.
Anwendung der Methode der Finiten Ele-
mente im Stahlbetonbau - Grundlagen,
Anwendungen in Forschung und Praxis
erschienen in Finite Elemente - Anwen-
dungen in der Baupraxis, Verlag
Ernst Sohn, 1984

- /23/ Popovics, S.
A Numerical Approach to the Complete
Stress-Strain-Curve of Concrete,
Cement and Concrete Research, Vol.3, S.
583-599, 1973
- /24/ Walraven, J.
Shear in Elements without Shear Rein-
forcement
CEB-Bulletin Nr.146, München, April
1982
- /25/ Cervenka, V.; Gerstle, K.H.
Inelastic Analysis of Reinforced Con-
crete Panels
Publication of IABSE, Vol.31 and
Vol.32, 1972
- /26/ Cedolin, L.; Dei Poli, S.
Finite Element Studies of Shear Criti-
cal RC-Beams
Journal of the Engineering Mechanics
Division, Proc. of the ASCE, Vol.103,
1977
- /27/ Leonhardt, F.; Walther, R.
Schubversuche an einfeldrigen Stahlbe-
tonbalken mit und ohne Schubbewehrung
Heft 151 der Schriftenreihe des
DAfStb., 1962
- /28/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke
aus Stahlbeton und Spannbeton
Ausgabe 1978

/29/ Eurocode 2 - Gemeinsame einheitliche
Regeln für Beton-, Stahlbeton- und
Spannbetonbauten
Bericht Nr. EUR 8848 der Kommission der
Europäischen Gemeinschaften in Brüssel,
1984

A N H A N G

Balken B 4

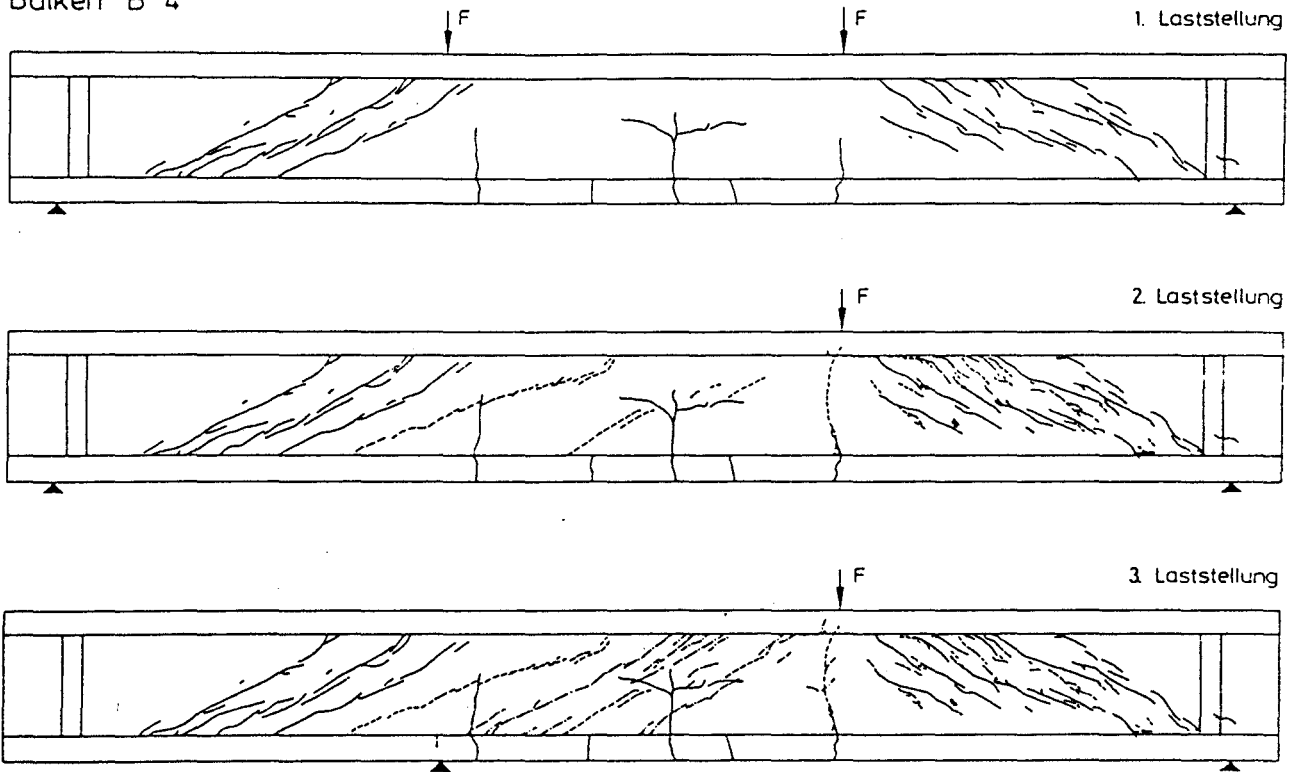


Bild A1.1 : Rißbild Balken B4

Balken B 5

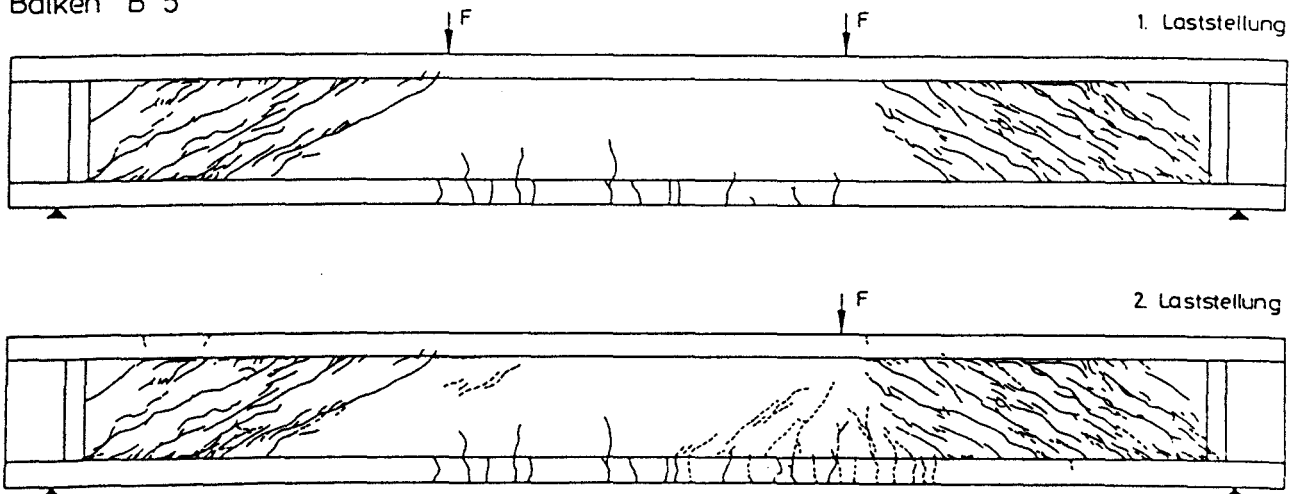
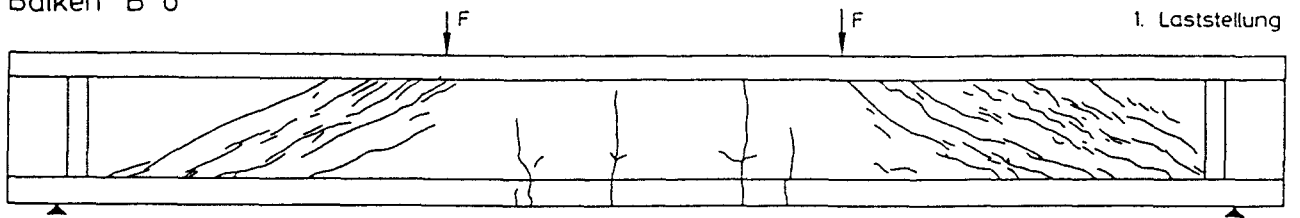
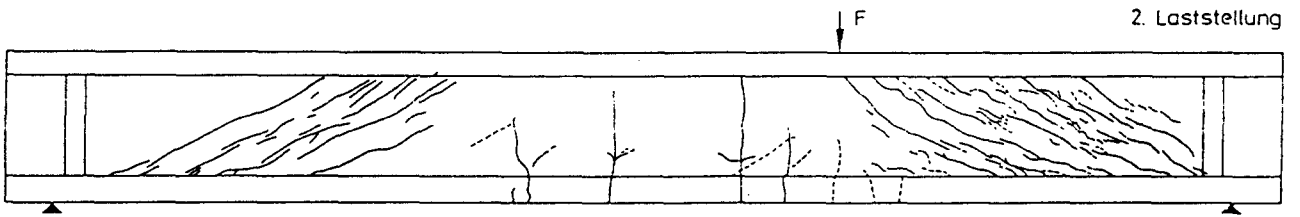


Bild A1.2 : Rißbild Balken B5

Balken B 6



2. Laststellung



3. Laststellung

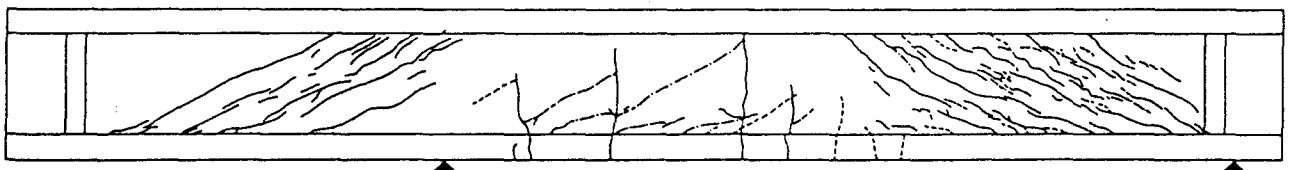
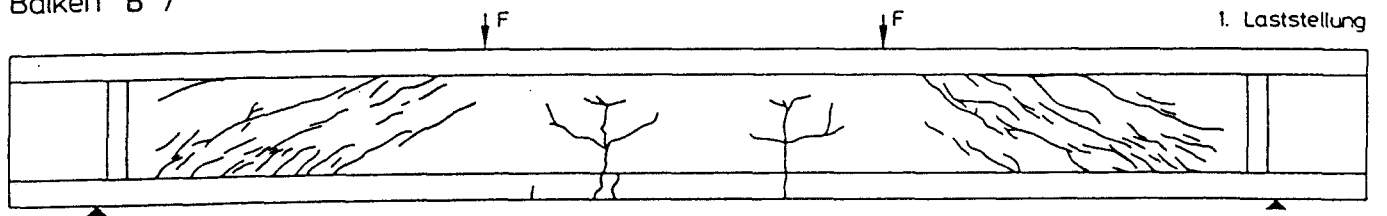


Bild A1.3 : Rißbild Balken B6

Balken B 7



3. Laststellung

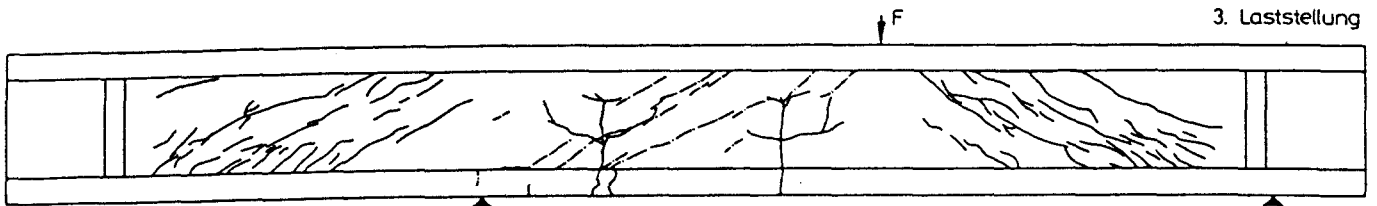


Bild A1.4 : Rißbild Balken B7

Balken B 8

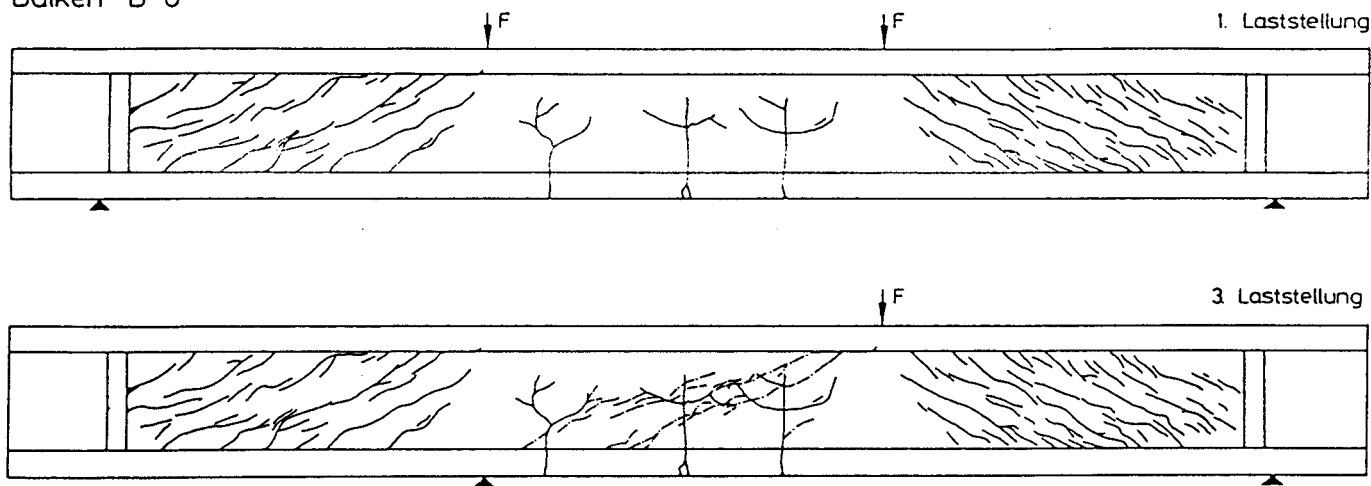
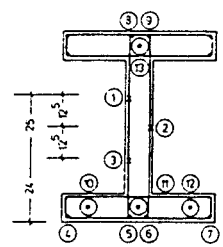
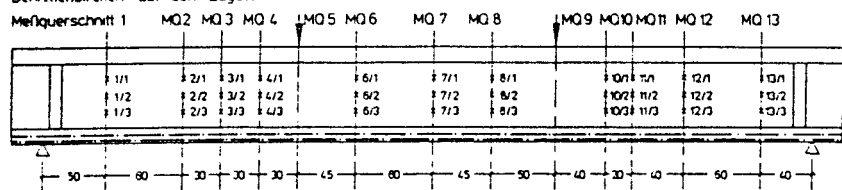


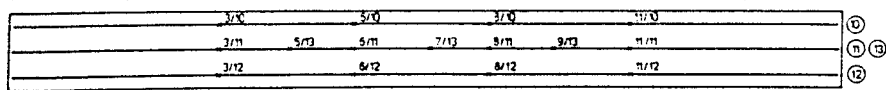
Bild A1.5 : Rißbild Balken B8

Balken B 4

Dehnmessstreifen auf den Bügeln



DMS auf den Spannstählen



DMS auf der Betonstahl - Längsbewehrung

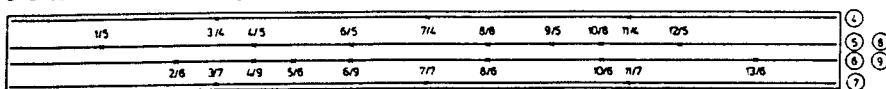
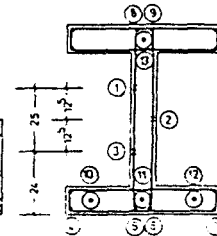
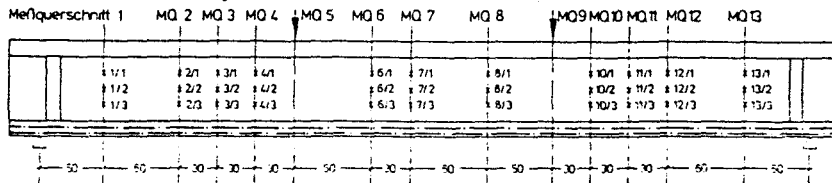


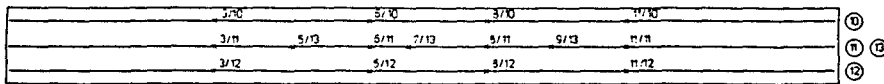
Bild A2.1 : Balken B4, Anordnung der Stahlmeßstellen

Balken B 5

Dehnmessstreifen auf den Bügeln



DMS auf den Spannstählen



DMS auf der Betonstahl - Längsbewehrung

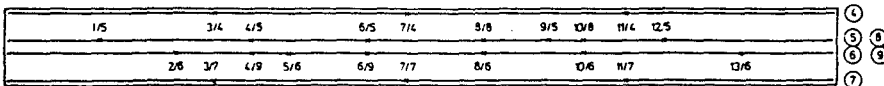
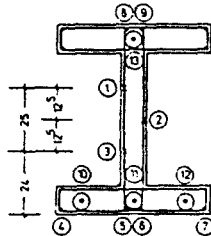
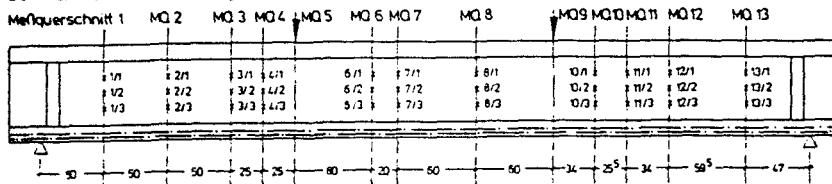


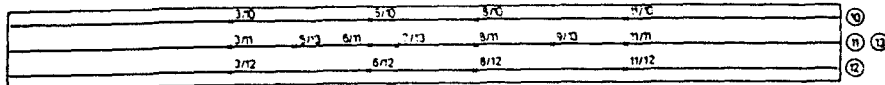
Bild A2.2 : Balken B5, Anordnung der Stahlmeßstellen

Balken B 6

Dehnmessstreifen auf den Bügeln



DMS auf den Spannstählen



DMS auf der Betonstahl - Längsbewehrung

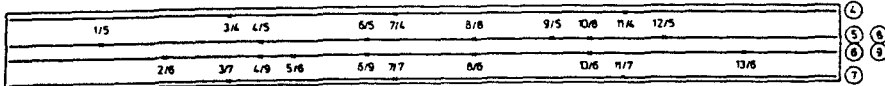
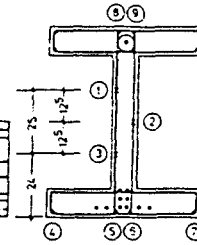
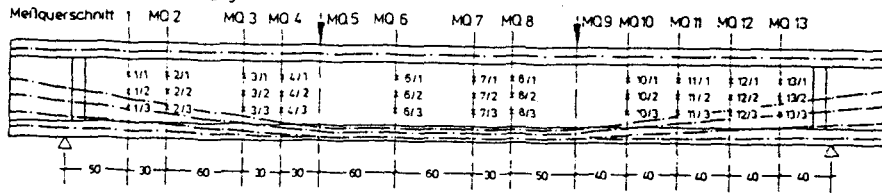


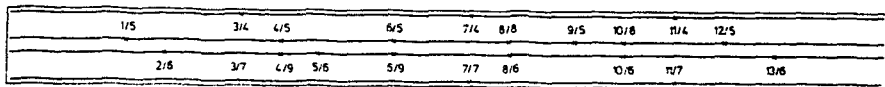
Bild A2.3 : Balken B6, Anordnung der Stanimeßstellen

Balken B 7

Dehnmessstreifen auf den Bügeln



DMS auf der Betonstahl - Längsbewehrung



Kraftmeßdosen
Nr. 1-10

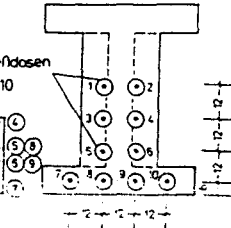
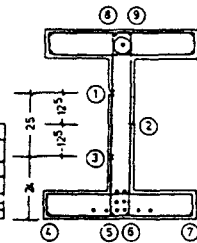
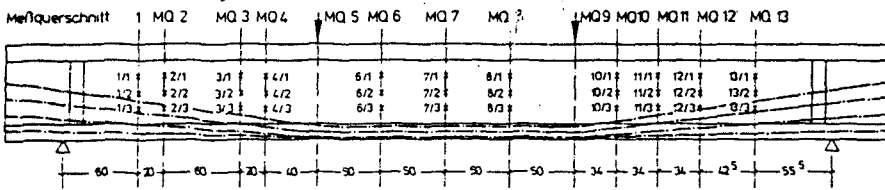


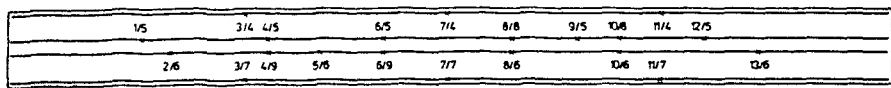
Bild A2.4 : Balken B7, Anordnung der Stahlmeßstellen

Balken B 8

Dehnmessstreifen auf den Bügeln



DMS auf der Betonstahl - Längsbewehrung



Kraftmeßdosen
Nr. 1-10

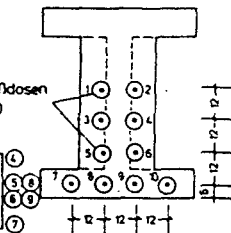


Bild A2.5 : Balken B8, Anordnung der Stahlmeßstellen

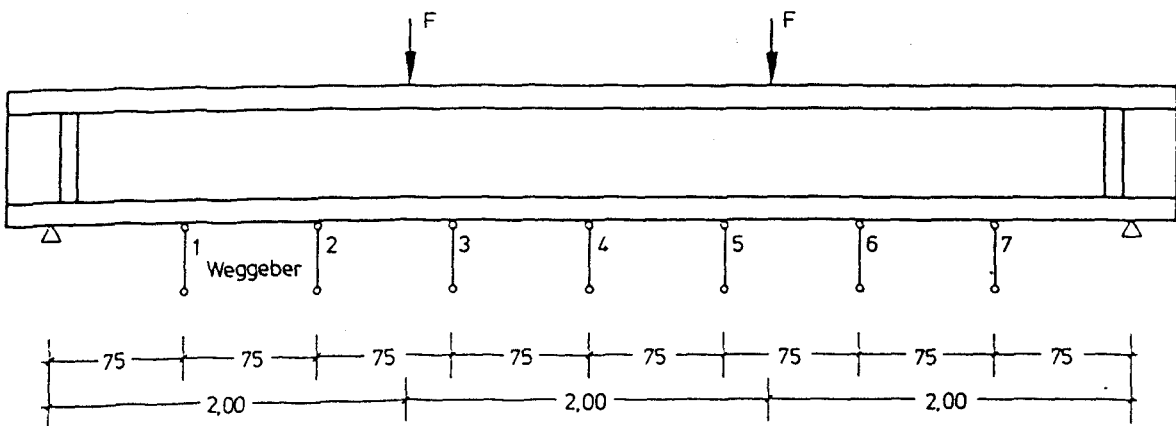
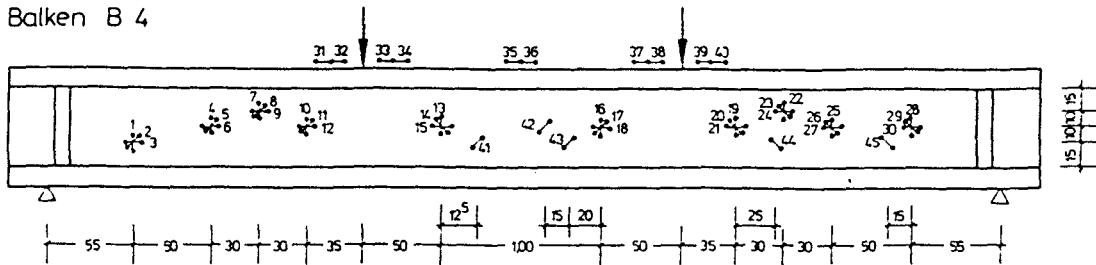
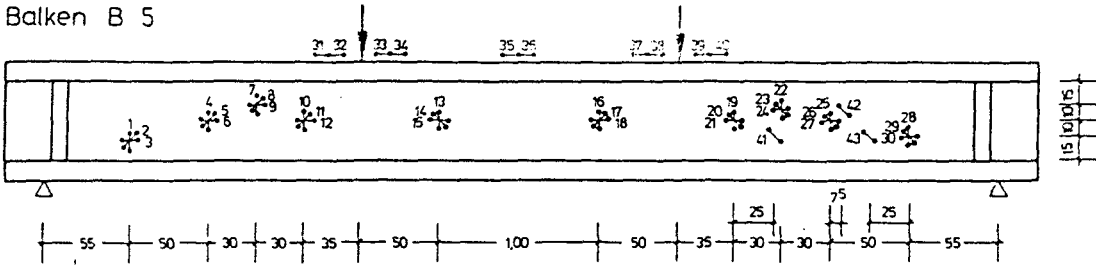


Bild A2.6 : Anordnung der induktiven Weggeber zur Messung der Durchbiegung

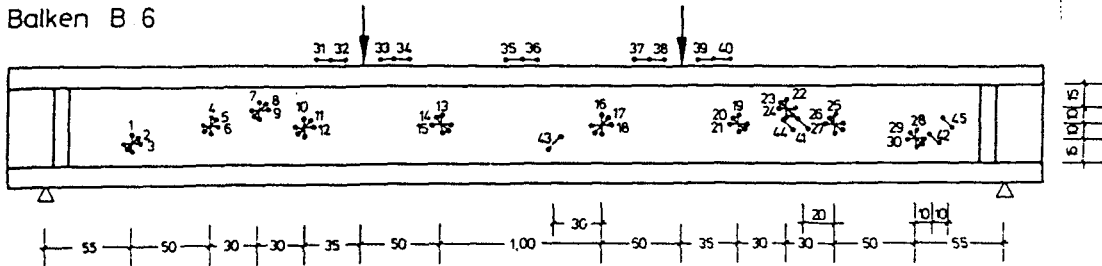
Balken B 4



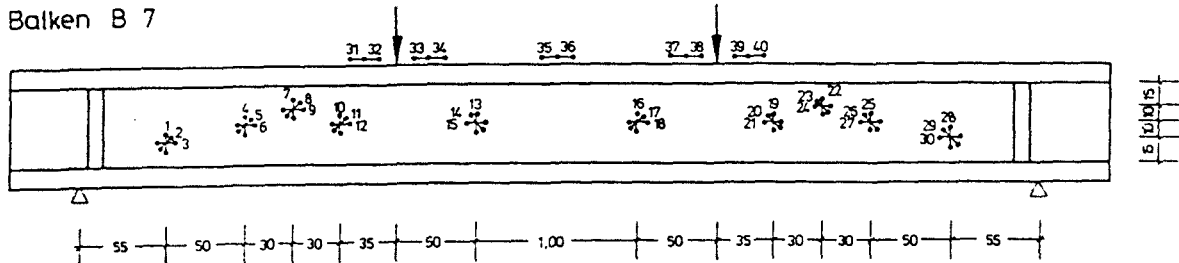
Balken B 5



Balken B 6



Balken B 7



Balken B 8

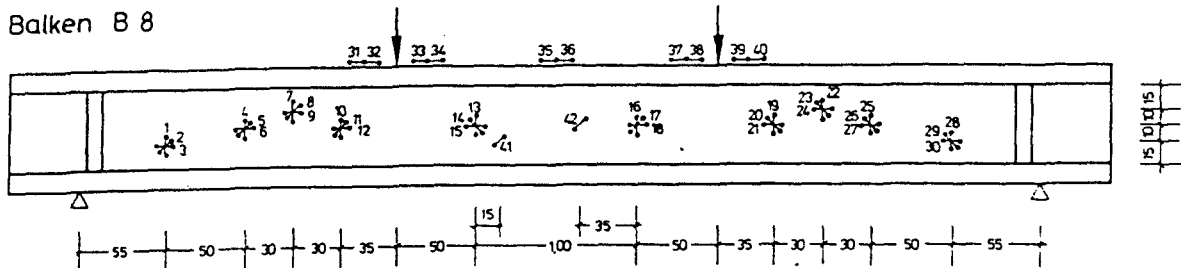


Bild A2.7 : Betonmaßstellen: im Stegbereich Setzdennungsmesser,
an der Balkenoberseite Dehnmeßstreifen

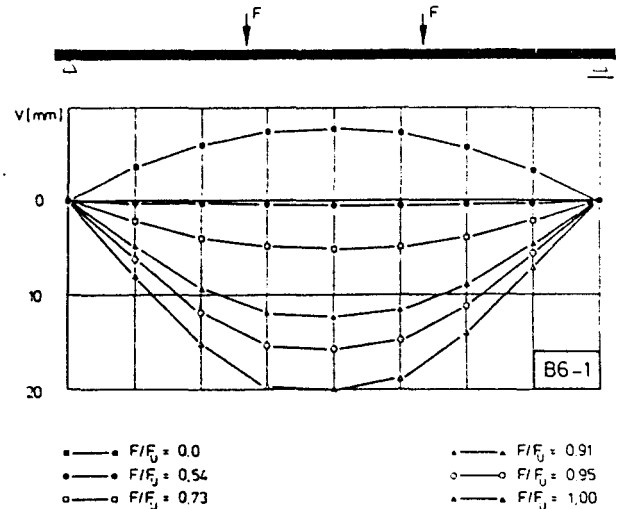
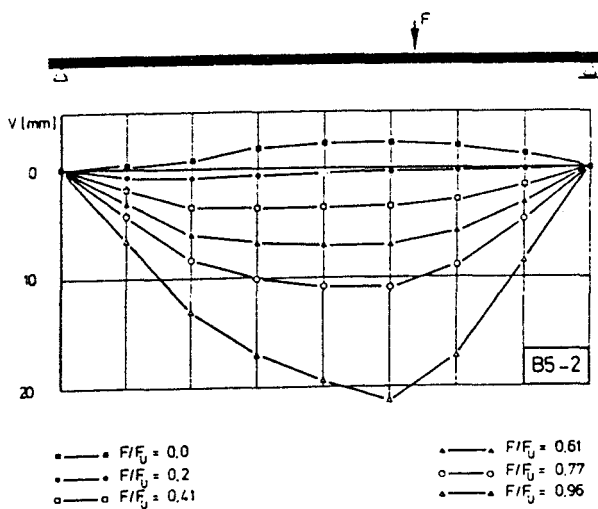
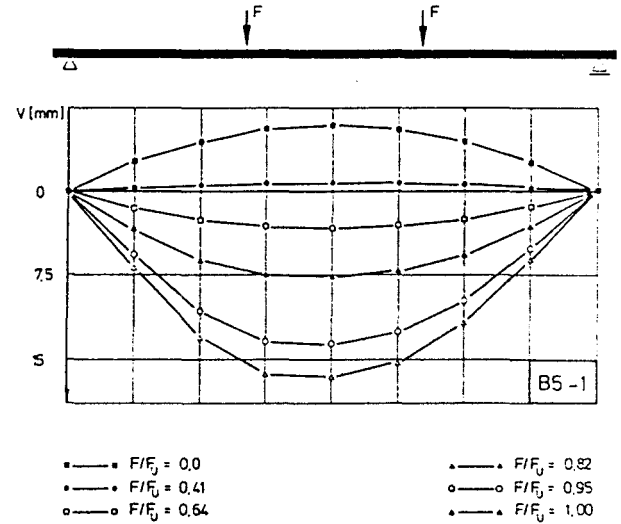
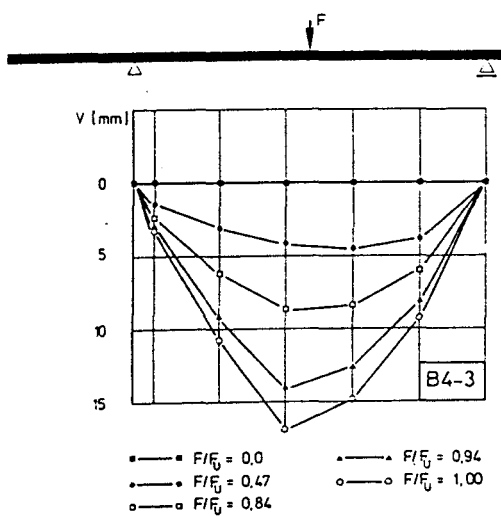
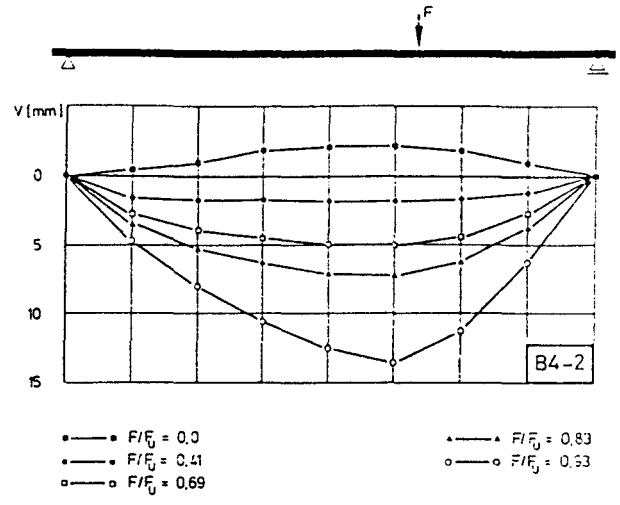
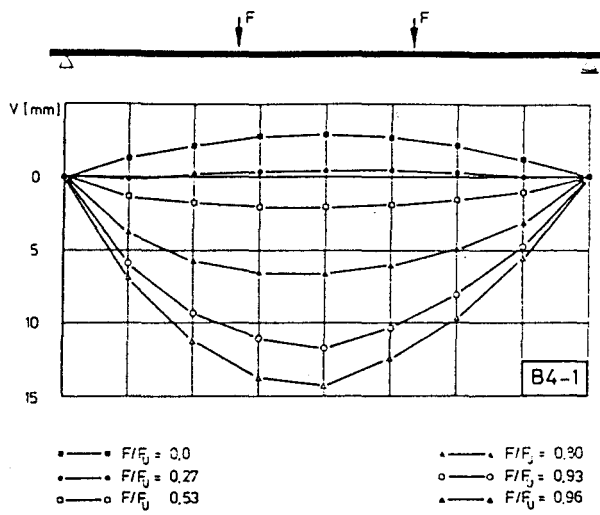


Bild A3.1 : Biegelinien

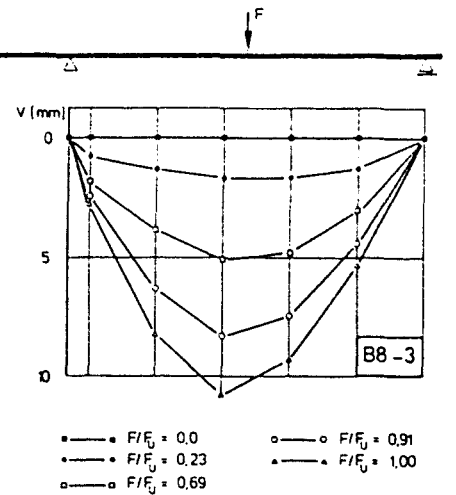
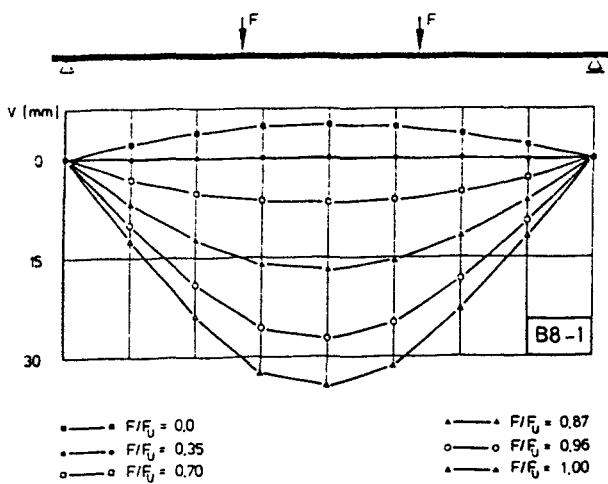
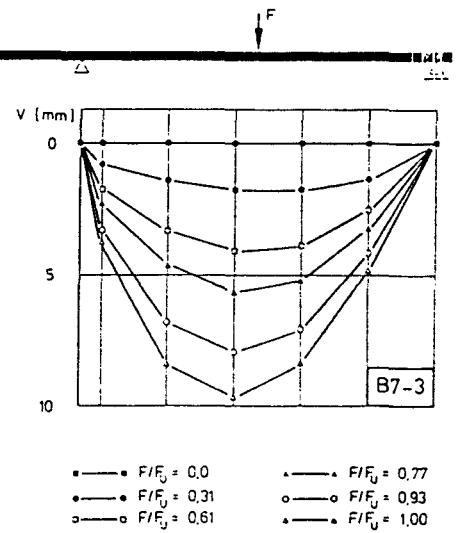
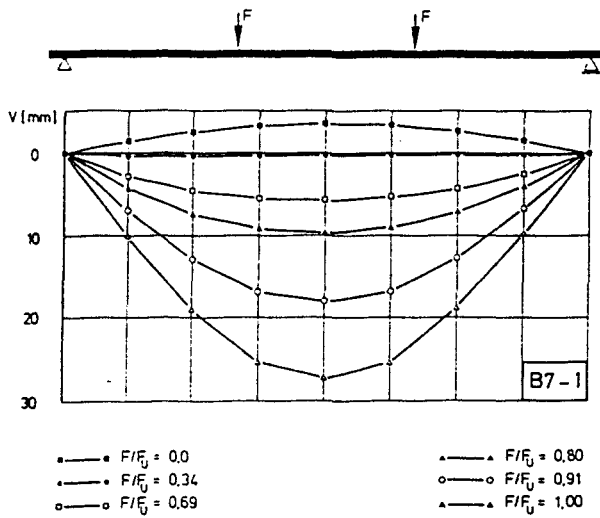
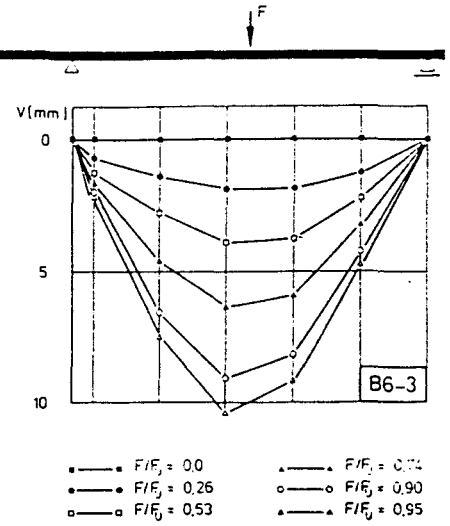
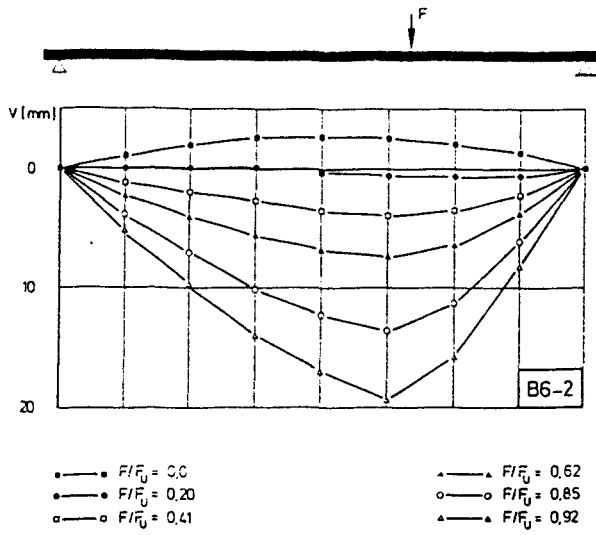


Bild A3.2 : Biegelinien

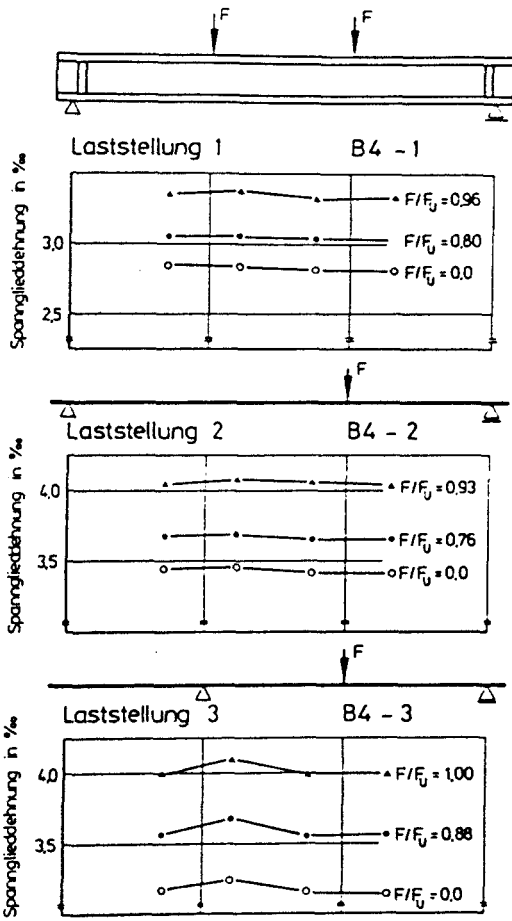


Bild A3.3 : Balken B4, Spannstahldehnungen entlang der Balkenachse

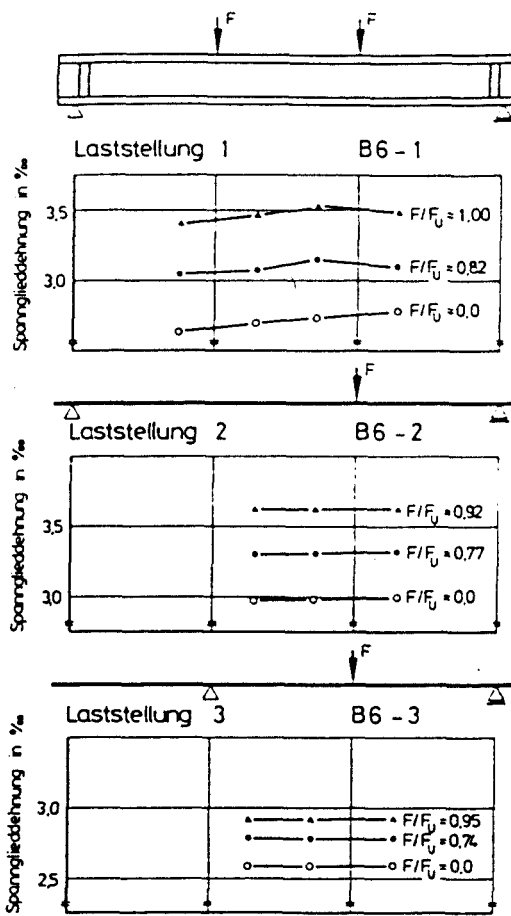


Bild A3.4 : Balken B6, Spannstahldehnungen entlang der Balkenachse

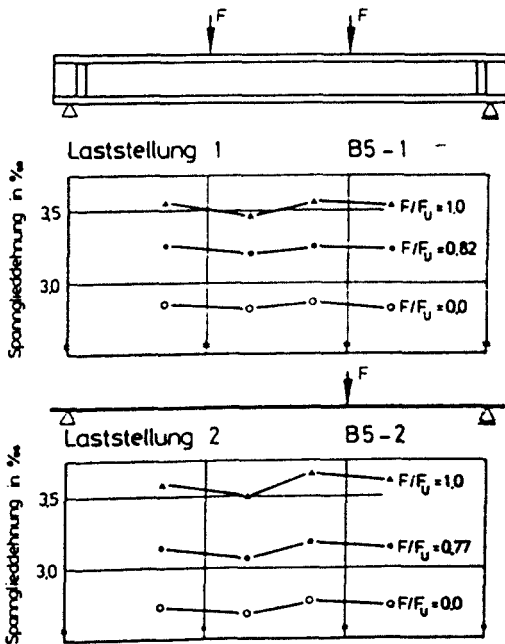


Bild A3.5 : Balken B5, Spannstahldehnungen entlang der Balkenachse

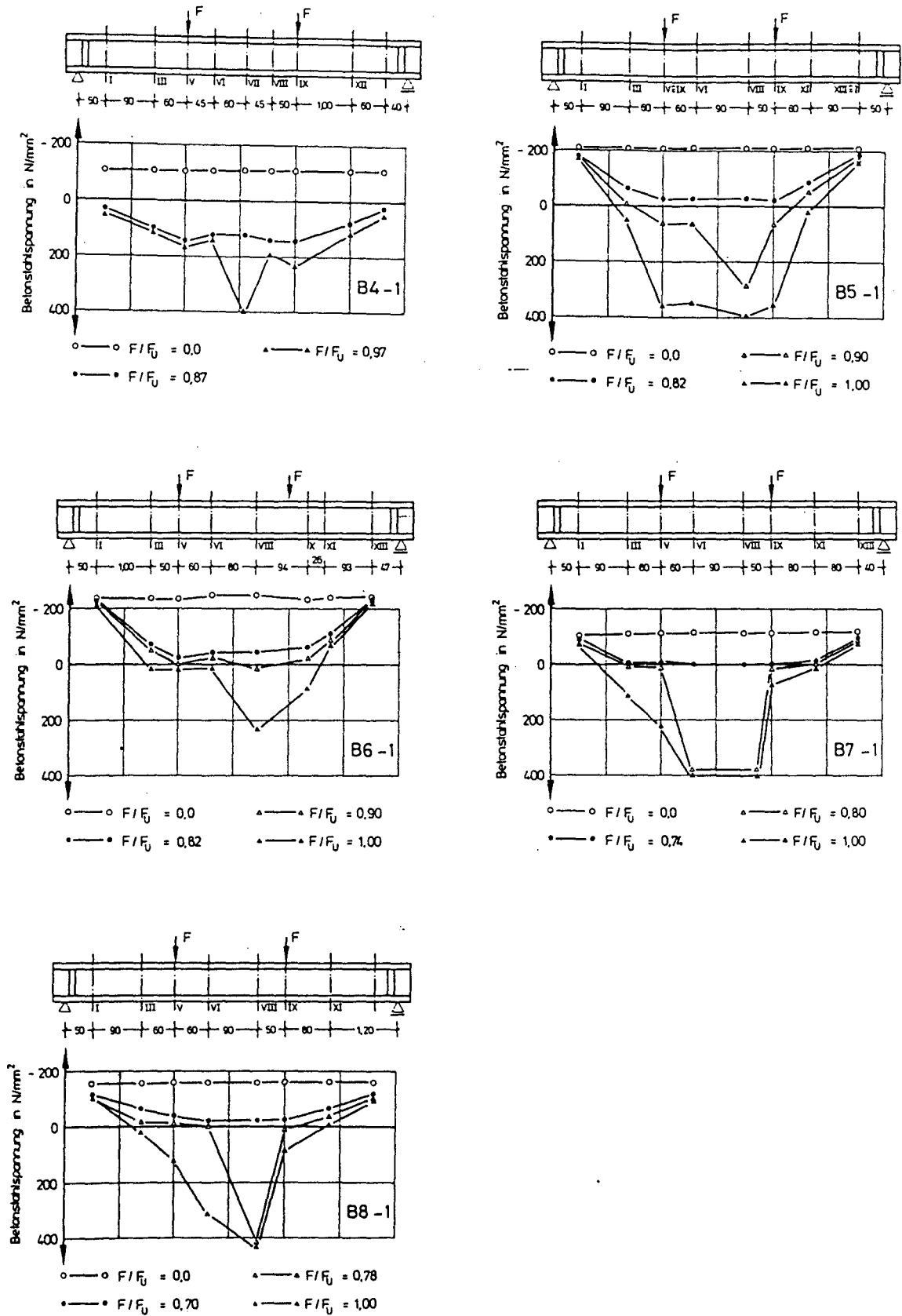


Bild A3.6 : Spannungen der Betonstahl-Längsbewehrung in der Zugzone über die Balkenlänge

Tabelle A 1.1.1 : Balken B4, 1.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.467	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933	0.965
3/10	2.810	2.813	2.839	2.869	2.885	2.903	2.930	2.948	2.976	2.999	3.032	3.101	3.210	3.283
3/11	2.872	2.892	2.927	2.966	2.985	3.008	3.038	3.067	3.100	3.133	3.175	3.264	3.395	3.477
3/12	2.828	2.845	2.878	2.914	2.932	2.951	2.977	2.998	3.024	3.048	3.084	3.160	3.266	3.340
5/13	1.391	1.342	1.296	1.247	1.219	1.193	1.173	1.149	1.128	1.100	1.073	1.052	1.024	1.012
6/10	2.827	2.833	2.861	2.890	2.905	2.922	2.943	2.967	2.990	3.014	3.046	3.130	3.245	3.324
6/11	2.843	2.862	2.897	2.933	2.951	2.971	2.999	3.026	3.057	3.087	3.127	3.218	3.350	3.435
6/12	2.842	2.862	2.896	2.932	2.949	2.969	2.994	3.019	3.046	3.072	3.112	3.197	3.313	3.399
7/13	1.455	1.405	1.358	1.309	1.282	1.256	1.236	1.211	1.191	1.164	1.140	1.116	1.086	1.074
8/10	2.820	2.825	2.852	2.883	2.892	2.912	2.935	2.963	2.983	3.001	3.034	3.111	3.222	3.299
8/11	2.749	2.769	2.801	2.837	2.855	2.875	2.902	2.927	2.956	2.985	3.024	3.111	3.233	3.312
8/12	2.844	2.862	2.894	2.931	2.947	2.967	2.991	3.016	3.043	3.070	3.110	3.202	3.324	3.405
9/13	1.344	1.294	1.246	1.197	1.168	1.142	1.124	1.100	1.077	1.051	1.024	1.003	0.972	0.961
11/10	2.743	2.748	2.776	2.809	2.822	2.840	2.862	2.886	2.908	2.933	2.962	3.045	3.148	3.223
11/11	2.772	2.787	2.823	2.865	2.885	2.909	2.942	2.972	2.998	3.029	3.067	3.159	3.282	3.367
11/12	2.837	2.857	2.897	2.940	2.959	2.981	3.019	3.060	3.086	3.112	3.148	3.229	3.336	3.416
1/5	-0.636	-0.637	-0.621	-0.601	-0.593	-0.581	-0.585	-0.556	-0.487	-0.426	-0.346	-0.327	-0.304	-0.288
2/6	-0.521	-0.497	-0.460	-0.418	-0.398	-0.374	-0.254	-0.202	-0.110	-0.074	-0.030	-0.016	-0.005	0.007
3/4	-0.492	-0.459	-0.408	-0.353	-0.325	-0.293	-0.215	-0.170	-0.088	-0.022	0.032	0.052	0.063	0.074
3/7	-0.603	-0.561	-0.501	-0.436	-0.404	-0.367	-0.270	-0.216	-0.125	-0.045	0.016	0.036	0.040	0.051
4/5	-0.552	-0.500	-0.427	-0.347	-0.307	-0.262	-0.191	-0.131	-0.047	0.038	0.103	0.121	0.118	0.130
4/9	-0.552	-0.500	-0.427	-0.347	-0.307	-0.262	-0.191	-0.131	-0.047	0.038	0.103	0.121	0.118	0.130
5/6	-0.613	-0.545	-0.450	-0.344	-0.290	-0.229	-0.178	-0.116	-0.061	0.019	0.183	0.241	0.302	0.310
6/5	-0.646	-0.570	-0.467	-0.353	-0.295	-0.231	-0.170	-0.105	-0.041	0.033	0.103	0.113	0.125	0.152
6/9	-0.005	-0.086	-0.171	-0.263	-0.313	-0.362	-0.415	-0.468	-0.519	-0.579	-0.636	-0.685	-0.801	-0.882
7/4	-0.539	-0.479	-0.394	-0.302	-0.256	-0.206	-0.160	-0.111	-0.063	-0.012	0.039	2.914	3.941	4.384
7/7	-0.550	-0.481	-0.392	-0.296	-0.249	-0.197	-0.148	-0.095	-0.041	0.014	0.031	1.207	1.645	1.747
8/6	-0.560	-0.495	-0.405	-0.306	-0.256	-0.201	-0.150	-0.095	-0.039	0.026	0.357	0.388	0.366	0.378
8/8	-0.005	-0.115	-0.237	-0.367	-0.438	-0.511	-0.588	-0.670	-0.744	-0.831	-0.923	-1.027	-1.176	-1.225
9/5	-0.533	-0.472	-0.388	-0.295	-0.248	-0.195	-0.142	-0.083	-0.028	0.072	0.292	0.403	0.556	0.638
10/6	-0.512	-0.464	-0.399	-0.326	-0.292	-0.252	-0.204	-0.141	-0.096	-0.045	-0.002	0.015	0.026	0.069
10/8	-0.002	-0.070	-0.143	-0.218	-0.260	-0.299	-0.363	-0.403	-0.447	-0.494	-0.538	-0.561	-0.593	-0.602
11/4	-0.566	-0.539	-0.489	-0.430	-0.404	-0.371	-0.313	-0.250	-0.207	-0.159	-0.109	-0.095	-0.089	-0.034
12/5	-0.597	-0.571	-0.528	-0.482	-0.462	-0.438	-0.366	-0.291	-0.252	-0.206	-0.165	-0.154	-0.147	-0.125
13/6	-0.572	-0.570	-0.556	-0.541	-0.537	-0.529	-0.469	-0.437	-0.425	-0.404	-0.390	-0.394	-0.401	-0.400

Tabelle A 1.1.2 : Balken B4, 1.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.467	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933	0.965
1/1	0.024	0.016	0.012	0.012	0.014	0.023	0.046	0.043	0.074	0.081	0.088	0.092	0.096	0.101
1/2	0.029	0.014	0.000	-0.011	-0.017	-0.020	0.106	0.496	1.050	1.166	1.632	1.787	1.919	1.951
1/3	0.030	0.021	0.017	0.018	0.018	0.027	0.065	0.065	0.101	0.125	0.157	0.174	0.194	0.203
2/1	0.031	0.025	0.020	0.019	0.019	0.027	0.007	0.000	1.264	1.465	1.561	1.631	1.696	1.715
2/2	0.055	0.049	0.045	0.048	0.050	0.057	0.389	0.502	1.713	1.949	2.054	2.141	2.229	2.263
2/3	0.063	0.056	0.051	0.048	0.046	0.050	3.713	-	-	-	-	-	-	-
3/1	0.024	0.019	0.016	0.015	0.013	0.017	0.174	0.468	0.731	0.833	0.931	1.004	1.093	1.126
3/2	0.029	0.025	0.025	0.030	0.035	0.069	1.469	1.725	1.842	1.891	1.950	1.980	2.036	2.103
3/3	0.071	0.059	0.048	0.040	0.035	0.036	0.177	0.639	2.256	-	-	-	-	-
4/1	0.038	0.023	0.009	-0.003	-0.011	-0.015	0.496	0.817	1.326	1.480	1.647	1.780	1.958	2.039
4/2	0.038	0.023	0.008	-0.003	-0.009	-0.009	0.043	0.052	0.896	1.958	2.803	4.370	-	-
4/3	0.063	0.048	0.033	0.020	0.011	0.006	0.025	0.032	0.039	0.055	0.093	0.123	0.142	0.143
6/1	0.024	0.023	0.025	0.026	0.025	0.027	0.025	0.028	0.027	0.022	0.017	-0.011	-0.009	0.031
6/2	0.045	0.043	0.044	0.043	0.042	0.044	0.036	0.035	0.030	0.028	0.022	-0.019	-0.049	0.000
6/3	0.043	0.035	0.029	0.022	0.017	0.015	0.009	0.006	0.000	-0.003	-0.006	-0.013	-0.017	-0.007
7/1	0.032	0.039	0.050	0.061	0.065	0.073	0.077	0.083	0.088	0.095	0.102	0.113	0.130	0.232
7/2	0.067	0.065	0.065	0.067	0.066	0.068	0.068	0.070	0.070	0.068	0.068	0.732	1.601	1.680
7/3	0.081	0.077	0.075	0.073	0.069	0.069	0.065	0.064	0.061	0.058	0.050	0.429	1.525	1.654
8/1	0.020	0.017	0.017	0.017	0.016	0.018	0.018	0.016	0.017	0.020	0.016	-0.010	0.000	-0.013
8/2	0.057	0.054	0.054	0.056	0.055	0.058	0.057	0.057	0.059	0.063	0.067	0.049	0.094	0.090
8/3	0.074	0.063	0.053	0.045	0.039	0.036	0.029	0.024	0.019	0.016	0.013	-0.037	-0.020	-0.026
10/1	0.024	0.022	0.023	0.029	0.030	0.037	0.123	0.934	1.077	1.197	1.311	1.360	1.415	1.456
10/2	0.056	0.059	0.064	0.074	0.077	0.090	0.126	0.234	0.290	0.360	0.438	0.501	0.559	1.352
10/3	0.061	0.057	0.055	0.055	0.053	0.057	0.070	0.074	0.077	0.084	0.084	0.086	0.094	0.308
11/1	0.022	0.028	0.040	0.058	0.067	0.087	0.288	0.702	0.920	1.120	1.269	1.353	1.464	1.446
11/2	0.043	0.049	0.059	0.076	0.085	0.115	0.171	1.188	1.364	1.508	1.658	1.755	1.866	1.890
11/3	0.067	0.070	0.074	0.083	0.085	0.100	0.122	0.156	0.171	0.193	0.204	0.221	0.265	2.099
12/1	0.037	0.052	0.076	0.106	0.122	0.153	2.482	2.826	3.100	3.861	5.037	5.728	-	-
12/2	0.049	0.056	0.066	0.081	0.087	0.101	0.217	1.503	1.793	2.034	2.288	2.509	2.913	3.157
12/3	0.084	0.092	0.101	0.113	0.117	0.125	0.131	1.115	1.513	1.831	2.061	2.205	2.339	2.356
13/1	0.021	0.029	0.039	0.052	0.058	0.072	0.653	0.836	0.864	0.952	1.077	1.167	1.946	2.019
13/2	0.032	0.044	0.057	0.073	0.079	0.094	1.986	2.085	2.249	2.542	2.928	3.224	3.526	3.668
13/3	0.064	0.070	0.077	0.087	0.092	0.104	0.208	1.771	2.136	2.483	2.873	3.250	3.879	4.996

Tabelle A 1.1.3 : Balken B4, 1.Laststellung
Betonlängsdehnungen im Steg $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933
3/9	-0.172	-0.188	-0.201	-0.204	-0.217	-0.318	-0.293	-0.551	-0.661	-0.684	-0.730	-0.860
11/24	-0.146	-0.128	-0.151	-0.153	-0.162	-0.265	-0.204	-0.165	-0.199	-0.181	-0.167	-0.176
2/6	-0.178	-0.208	-0.229	-0.208	-0.391	-0.407	1.577	2.410	3.110	3.396	3.638	
4/12	-0.149	-0.284	-0.332	-0.286	-0.222	-0.330	-0.380	-0.492	-0.597	-0.744	-0.822	-0.961
10/21	-0.277	-0.238	-0.293	-0.261	-0.300	-0.265	-0.375	-0.398	-0.432	-0.485	-0.478	-0.478
12/27	-0.220	-0.247	-0.256	-0.217	-0.288	-0.311	-0.375	-0.359	-0.357	-0.350	-0.211	-0.252
1/3	-0.323	-0.318	-0.339	-0.332	-0.350	-0.483	-0.531	-0.735	-0.789	-0.874	-0.920	-0.970
13/30	-0.254	-0.265	-0.378	-0.355	-0.378	-0.487	-0.597	-0.680	-0.714	-0.785	-0.819	-0.867

Tabelle A 1.1.4 : Balken B4, 1.Laststellung
Betonquerdehnungen im Steg $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933
3/7	0.009	-0.002	-0.048	-0.016	0.000	-0.080	-0.032	-0.098	-0.078	-0.108	-0.057	-0.064
11/22	0.130	0.037	-0.014	-0.007	0.114	0.190	1.746	2.140	2.412	2.604	2.700	2.803
2/4	0.039	0.048	0.032	0.059	0.030	-0.027	-0.034	5.858	-	-	-	-
4/10	0.048	0.039	-0.005	-0.023	-0.055	0.053	0.030	1.343	2.812	4.508	5.519	-
10/19	-0.027	0.032	-0.002	0.055	-0.043	0.027	0.071	-0.076	0.082	0.140	0.071	0.144
12/27	-0.002	-0.014	-0.078	0.014	0.050	0.043	2.352	2.897	3.403	3.735	4.043	4.211
1/1	-0.009	-	-0.005	-0.101	-0.057	0.073	0.011	0.101	0.078	-0.007	0.092	0.098
13/28	-0.002	0.009	0.014	0.046	-0.009	0.220	0.169	0.162	0.144	0.114	0.114	0.156

Tabelle A 1.1.5 : Balken B4, 1.Laststellung
Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933
3/8	-0.011	-0.021	-0.108	-0.208	-0.167	-0.247	-0.304	-0.375	-0.446	-0.460	-0.497	-0.529
11/23	-0.101	-0.124	-0.243	-0.222	-0.341	-0.412	-0.497	-0.581	-0.700	-0.728	-0.783	-0.828
2/5	0.064	-0.023	0.039	-0.085	-0.025	-0.149	-0.295	-	-	-	-	-
4/11	0.009	0.009	-0.078	-0.146	-0.165	-0.167	-0.188	-0.366	-0.435	-0.506	-0.577	-0.588
10/20	-0.037	-0.121	-0.240	-0.291	-0.332	-0.348	-0.462	-0.494	-0.508	-0.590	-0.597	-0.664
12/26	-0.133	-0.238	-0.325	-0.435	-0.341	-0.561	-0.359	-0.410	-0.437	-0.508	-0.604	-0.565
1/2	-0.265	-0.314	-0.350	-0.391	-0.416	-0.499	-0.535	-0.613	-0.751	-0.773	-0.842	-0.899
13/29	-0.178	-0.211	-0.293	-0.275	-0.384	-0.469	-0.618	-0.652	-0.757	-0.812	-0.863	-0.908

Tabelle A 1.1.6 : Balken B4, 1.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933
5/31	0.005	-0.103	-0.213	-0.293	-0.384	-0.490	-0.577	-0.618	-0.714	-0.705	-0.739	-0.755
5/32	-0.043	-0.085	-0.238	-0.309	-0.412	-0.680	-0.780	-0.870	-0.943	-1.048	-1.066	-1.130
5/33	-0.066	-0.089	-0.233	-0.350	-0.481	-0.606	-0.700	-0.794	-0.947	-1.094	-1.185	-1.245
5/34	-0.082	-0.124	-0.204	-0.325	-0.467	-0.490	-0.540	-0.620	-0.709	-0.801	-0.854	-0.881
7/35	-0.087	-0.103	-0.243	-0.334	-0.492	-0.522	-0.561	-0.677	-0.730	-0.803	-0.970	-1.080
7/36	-0.037	-0.073	-0.201	-0.286	-0.490	-0.494	-0.556	-0.620	-0.707	-0.780	-0.938	-1.053
9/37	-0.023	-0.087	-0.233	-0.416	-0.499	-0.581	-0.641	-0.691	-0.780	-0.810	-0.860	
9/38	-0.073	-0.126	-0.252	-0.325	-0.476	-0.526	-0.584	-0.638	-0.670	-0.783	-0.792	-0.812
9/39	-0.043	-0.096	-0.201	-0.300	-0.428	-0.497	-0.604	-0.707	-0.780	-0.849	-0.879	-0.936
9/40	0.021	-0.069	-0.142	-0.229	-0.346	-0.407	-0.426	-0.533	-0.581	-0.620	-0.627	-0.654

Tabelle A 1.1.7 : Balken B4, 1.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 375.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.133	0.267	0.400	0.467	0.533	0.600	0.667	0.733	0.800	0.867	0.899	0.933	0.965
1	-1.300	-0.550	0.110	0.730	1.030	1.345	1.940	2.435	3.195	3.825	4.520	5.215	6.270	6.860
2	-2.165	-1.165	-0.200	0.755	1.235	1.735	2.795	3.630	4.775	5.795	6.885	8.125	10.025	11.110
3	-2.765	-1.575	-0.390	0.800	1.405	2.040	3.215	4.225	5.425	6.585	7.820	9.465	12.050	13.610
4	-2.940	-1.720	-0.475	0.760	1.390	2.045	3.235	4.295	5.455	6.585	7.820	9.780	12.600	14.140
5	-2.730	-1.660	-0.505	0.650	1.250	1.880	2.915	3.985	5.015	6.045	7.160	8.775	11.040	12.340
6	-2.205	-1.250	-0.345	0.555	1.005	1.485	2.420	3.235	4.050	4.875	5.740	6.905	8.520	9.515
7	-1.260	-0.625	-0.070	0.450	0.705	0.970	1.565	2.090	2.535	3.055	3.535	4.130	4.960	5.400

Tabelle A 1.2.1 : Balken B4, 2.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 483.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.138	0.277	0.345	0.415	0.483	0.552	0.622	0.690	0.760	0.829	0.898	0.932
3/10	3.435	3.455	3.488	3.508	3.530	3.551	3.575	3.593	3.619	3.641	3.688	3.830	3.958
3/11	3.504	3.533	3.572	3.596	3.621	3.646	3.674	3.700	3.730	3.761	3.815	3.981	4.158
3/12	3.456	3.483	3.521	3.542	3.566	3.585	3.609	3.626	3.653	3.679	3.727	3.886	4.055
5/13	1.312	1.270	1.230	1.209	1.190	1.169	1.150	1.127	1.108	1.085	1.064	1.036	1.022
6/10	3.484	3.507	3.542	3.561	3.583	3.604	3.628	3.648	3.674	3.699	3.750	3.917	4.089
6/11	3.474	3.501	3.540	3.561	3.585	3.610	3.636	3.660	3.690	3.719	3.771	3.935	4.089
6/12	3.492	3.520	3.559	3.580	3.601	3.623	3.646	3.665	3.693	3.720	3.772	3.935	4.084
7/13	1.376	1.330	1.283	1.260	1.241	1.220	1.202	1.186	1.168	1.145	1.124	1.096	1.077
8/10	3.452	3.478	3.501	3.514	3.530	3.546	3.564	3.590	3.612	3.637	3.677	3.813	3.935
8/11	3.357	3.388	3.416	3.434	3.458	3.481	3.507	3.539	3.567	3.595	3.646	3.806	3.948
8/12	3.503	3.532	3.561	3.579	3.600	3.621	3.645	3.672	3.700	3.729	3.784	3.976	4.165
9/13	1.261	1.214	1.168	1.145	1.126	1.105	1.087	1.072	1.054	1.032	1.011	0.983	0.975
11/10	3.342	3.366	3.400	3.419	3.441	3.462	3.485	3.509	3.535	3.559	3.607	3.747	3.873
11/11	3.407	3.433	3.473	3.494	3.518	3.542	3.568	3.599	3.628	3.658	3.711	3.879	4.054
11/12	3.472	3.507	3.558	3.586	3.607	3.635	3.660	3.691	3.718	3.745	3.797	3.941	4.066
1/5	-0.910	-0.905	-0.892	-0.886	-0.878	-0.869	-0.859	-0.850	-0.838	-0.828	-0.822	-0.855	-0.875
2/6	-0.683	-0.665	-0.638	-0.621	-0.602	-0.582	-0.562	-0.543	-0.524	-0.507	-0.493	-0.510	-0.516
3/4	-0.705	-0.679	-0.643	-0.621	-0.595	-0.568	-0.541	-0.513	-0.483	-0.453	-0.422	-0.413	-0.416
3/7	-0.841	-0.814	-0.774	-0.746	-0.717	-0.686	-0.654	-0.622	-0.588	-0.554	-0.518	-0.503	-0.501
4/5	-0.836	-0.801	-0.746	-0.710	-0.674	-0.637	-0.599	-0.558	-0.516	-0.469	-0.423	-0.417	-0.417
4/9	-0.836	-0.801	-0.746	-0.710	-0.674	-0.637	-0.599	-0.558	-0.516	-0.469	-0.423	-0.417	-0.417
5/6	-0.942	-0.899	-0.839	-0.802	-0.763	-0.725	-0.685	-0.642	-0.599	-0.552	-0.509	-0.454	-0.449
6/5	-0.943	-0.878	-0.803	-0.763	-0.721	-0.678	-0.633	-0.587	-0.540	-0.488	-0.441	-0.372	-0.364
6/9	-0.132	-0.197	-0.270	-0.312	-0.355	-0.398	-0.440	-0.490	-0.535	-0.588	-0.636	-0.653	-0.669
7/4	-2.313	-2.260	-2.183	-2.140	-2.091	-2.041	-1.990	-1.933	-1.874	-1.798	-1.691	-1.456	-1.346
7/7	-1.322	-1.254	-1.176	-1.133	-1.091	-1.048	-1.006	-0.965	-0.924	-0.882	-0.841	-0.800	-0.784
8/6	-0.813	-0.720	-0.620	-0.563	-0.503	-0.439	-0.372	-0.283	-0.170	-0.013	0.146	0.196	0.210
8/8	-0.221	-0.350	-0.495	-0.571	-0.641	-0.715	-0.784	-0.859	-0.929	-1.014	-1.105	-1.247	-1.325
9/5	-0.772	-0.676	-0.562	-0.498	-0.432	-0.359	-0.269	-0.129	0.078	0.378	2.002	4.019	-
10/6	-0.733	-0.651	-0.548	-0.489	-0.429	-0.365	-0.299	-0.222	-0.154	-0.078	-0.009	0.018	0.025
10/8	-0.067	-0.158	-0.257	-0.308	-0.356	-0.407	-0.467	-0.513	-0.575	-0.628	-0.700	-0.802	-0.859
11/4	-0.850	-0.786	-0.692	-0.637	-0.578	-0.517	-0.454	-0.380	-0.311	-0.233	-0.173	-0.143	-0.128
12/5	-0.866	-0.807	-0.716	-0.666	-0.613	-0.558	-0.501	-0.439	-0.381	-0.316	-0.251	-0.199	-0.174
13/6	-0.848	-0.844	-0.810	-0.786	-0.761	-0.735	-0.707	-0.677	-0.649	-0.619	-0.587	-0.574	-0.575

Tabelle A 1.2.2 : Balken B4, 2.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 483.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.138	0.277	0.345	0.415	0.483	0.552	0.622	0.690	0.760	0.829	0.898	0.932
6/1	0.026	0.023	0.022	0.025	0.034	0.043	0.060	0.084	0.145	0.211	0.297	2.996	3.629
6/2	0.037	0.036	0.038	0.047	0.057	0.065	0.075	0.088	0.101	0.115	0.129	0.477	0.556
6/3	0.037	0.026	0.019	0.018	0.016	0.013	0.010	0.006	0.002	-0.002	-0.006	-0.020	-0.020
7/1	0.047	0.060	0.070	0.077	0.082	0.085	0.089	0.090	0.093	0.095	0.099	0.151	0.161
7/2	0.304	0.300	0.291	0.279	0.272	0.263	0.260	0.255	0.258	0.264	0.280	0.406	0.469
7/3	0.336	0.339	0.341	0.346	0.351	0.357	0.367	0.378	0.396	0.423	0.474	0.535	0.553
8/1	0.038	0.020	0.003	-0.010	-0.017	-0.026	-0.032	-0.036	-0.042	-0.050	-0.064	-0.147	-0.180
8/2	0.107	0.106	0.098	0.098	0.100	0.101	0.105	0.114	0.117	0.122	0.110	0.069	0.046
8/3	0.101	0.079	0.051	0.035	0.024	0.012	0.002	-0.004	-0.013	-0.024	-0.049	-0.075	-0.088
10/1	0.397	0.428	0.599	0.696	0.796	0.897	1.001	1.116	1.226	1.345	1.486	1.558	1.575
10/2	0.572	0.585	0.651	0.734	0.838	0.954	1.077	1.217	1.347	1.500	1.658	1.764	1.804
10/3	0.265	0.260	0.271	0.288	0.312	0.336	0.362	0.402	0.432	0.479	0.516	0.539	0.548
11/1	0.478	0.534	0.697	0.789	0.885	0.982	1.081	1.195	1.300	1.425	1.598	1.852	2.010
11/2	0.545	0.606	0.827	0.978	1.127	1.280	1.435	1.605	1.762	1.940	2.132	2.375	2.481
11/3	0.761	0.781	0.940	1.114	1.322	1.544	1.766	2.009	2.233	2.490	2.714	2.799	2.819
12/2	1.389	1.461	1.797	2.009	2.191	2.371	2.547	2.736	2.916	3.121	3.616	5.569	-
12/3	1.320	1.355	1.603	1.815	2.062	2.315	2.562	2.836	3.101	3.441	4.323	5.028	5.186
13/1	0.744	0.775	0.918	1.053	1.194	1.340	1.486	1.648	1.803	1.995	2.189	2.343	2.380
13/2	1.266	1.368	1.800	2.056	2.299	2.546	2.792	3.054	3.305	3.594	4.275	-	-
13/3	2.859	2.969	3.488	3.773	4.033	4.295	4.554	4.831	5.100	5.472	-	-	-

Tabelle A 1.2.3 : Balken B4, 2.Laststellung
Betontrajektorienziehungen im Steg $Q_{\max} = 483.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}								
	0.000	0.000	0.138	0.227	0.415	0.552	0.690	0.829	0.932
11/23	-0.302	-0.307	-0.400	-0.533	-0.606	-0.728	-0.908	-1.025	-1.215
8/17	-0.288	-0.325	-0.291	-0.467	-0.446	-0.481	-0.490	-0.629	-0.506
10/20	-0.076	-0.059	-0.112	-0.277	-0.375	-0.487	-0.513	-0.696	-0.929
12/26	-0.076	-0.259	-0.192	-0.355	-0.581	-0.542	-0.664	-0.725	-1.119
13/28	-0.396	-0.407	-0.494	-0.593	-0.725	-0.826	-0.977	-1.119	-1.153

Tabelle A 1.2.4 : Balken B4, 2.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 483.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}								
	0.000	0.000	0.138	0.227	0.415	0.552	0.690	0.829	0.932
5/31	-0.151	-0.117	-0.185	-0.224	-0.272	-0.291	-0.307	-0.348	-0.270
5/32	-0.309	-0.277	-0.302	-0.391	-0.437	-0.421	-0.467	-0.506	-0.439
5/33	-0.435	-0.380	-0.483	-0.584	-0.661	-0.703	-0.817	-0.902	-0.847
5/34	-0.259	-0.211	-0.293	-0.394	-0.535	-0.602	-0.703	-0.794	-0.744
7/35	-0.153	-0.110	-0.332	-0.414	-0.494	-0.577	-0.654	-0.767	-0.886
7/36	-0.103	-0.073	-0.261	-0.373	-0.467	-0.570	-0.666	-0.757	-0.927
9/37	-0.185	-0.156	-0.300	-0.419	-0.524	-0.622	-0.771	-1.009	-1.632
9/38	-0.169	-0.176	-0.314	-0.407	-0.531	-0.609	-0.778	-0.970	-1.618
9/39	-0.208	-0.162	-0.309	-0.460	-0.595	-0.744	-0.929	-1.213	-1.657
9/40	-0.133	-0.087	-0.174	-0.314	-0.384	-0.469	-0.618	-	-0.963

Tabelle A 1.2.5 : Balken B4, 2.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 483.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.138	0.277	0.345	0.415	0.483	0.552	0.622	0.690	0.760	0.829	0.898	0.932
1	-0.090	0.460	0.995	1.285	1.570	1.865	2.150	2.470	2.765	3.090	3.475	4.225	4.810
2	-0.960	-0.130	0.755	1.260	1.765	2.290	2.810	3.385	3.930	4.550	5.305	6.880	8.060
3	-1.870	-0.800	0.360	1.020	1.670	2.350	3.025	3.775	4.485	5.300	6.330	8.795	10.590
4	-2.165	-0.960	0.350	1.095	1.820	2.580	3.330	4.170	4.960	5.880	7.090	10.175	12.520
5	-2.160	-1.010	0.335	1.110	1.840	2.605	3.360	4.215	5.020	5.960	7.250	10.775	13.610
6	-1.785	-0.725	0.430	1.065	1.690	2.340	2.985	3.710	4.390	5.180	6.245	9.010	11.245
7	-0.895	-0.180	0.505	0.870	1.230	1.595	1.960	2.365	2.740	3.180	3.765	5.195	6.345

Tabelle A 1.3.1 : Balken B4, 3.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 425.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.118	0.235	0.353	0.471	0.588	0.706	0.765	0.824	0.882	0.912	0.941	0.971	1.000
3/10	3.145	3.155	3.174	3.198	3.227	3.261	3.303	3.343	3.420	3.551	3.633	3.720	3.858	3.957
6/12	3.328	3.351	3.375	3.399	3.426	3.460	3.505	3.542	3.616	3.748	3.831	3.948	4.063	4.159
7/13	1.339	1.312	1.293	1.276	1.258	1.241	1.229	1.221	1.217	1.206	1.195	1.199	1.198	1.201
8/10	3.193	3.206	3.224	3.244	3.264	3.289	3.323	3.359	3.429	3.555	3.632	3.752	3.862	3.960
8/11	3.124	3.140	3.163	3.189	3.216	3.251	3.297	3.336	3.413	3.547	3.623	3.737	3.853	3.954
9/13	1.225	1.203	1.186	1.168	1.151	1.134	1.121	1.112	1.108	1.114	1.115	1.133	1.142	1.149
11/10	3.072	3.092	3.112	3.135	3.163	3.196	3.243	3.281	3.359	3.488	3.564	3.682	3.797	3.901
11/12	3.184	3.213	3.248	3.287	3.315	3.358	3.401	3.442	3.527	3.662	3.735	3.840	3.947	4.053
6/5	-1.095	-1.083	-1.054	-1.025	-0.999	-0.969	-0.864	-0.840	-0.836	-0.841	-0.848	-0.876	-0.891	-0.904
6/9	-0.182	-0.197	-0.205	-0.211	-0.216	-0.216	-0.185	-0.174	-0.152	-0.125	-0.110	-0.077	-0.064	-0.046
7/4	-2.563	-2.542	-2.503	-2.449	-2.386	-2.303	-2.184	-2.134	-2.076	-2.040	-2.026	-2.011	-2.013	-2.007
7/7	-1.484	-1.427	-1.368	-1.310	-1.249	-1.174	-1.085	-1.049	-1.014	-0.995	-0.990	-0.998	-1.007	-1.006
8/6	-0.904	-0.843	-0.766	-0.683	-0.588	-0.455	-0.294	-0.181	-0.007	0.128	0.166	0.223	0.217	0.233
8/8	-0.292	-0.394	-0.486	-0.569	-0.639	-0.714	-0.818	-0.864	-0.913	-0.976	-1.016	-1.048	-1.069	-1.087
10/6	-0.760	-0.670	-0.575	-0.479	-0.378	-0.261	-0.159	-0.112	-0.093	-0.086	-0.091	-0.086	-0.097	-0.098
10/8	-0.147	-0.189	-0.232	-0.297	-0.376	-0.462	-0.542	-0.589	-0.650	-0.716	-0.759	-0.805	-0.835	-0.860
11/4	-0.950	-0.869	-0.778	-0.684	-0.580	-0.462	-0.353	-0.308	-0.284	-0.270	-0.273	-0.275	-0.282	-0.284
12/5	-0.953	-0.904	-0.834	-0.756	-0.672	-0.576	-0.488	-0.446	-0.412	-0.383	-0.373	-0.360	-0.358	-0.355
13/6	-0.891	-0.859	-0.828	-0.791	-0.749	-0.707	-0.667	-0.649	-0.641	-0.647	-0.653	-0.668	-0.679	-0.687

Tabelle A 1.3.2 : Balken B4, 3.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 425.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.118	0.235	0.353	0.471	0.588	0.706	0.765	0.824	0.882	0.912	0.941	0.971	1.000
6/2	0.441	0.499	0.551	0.587	0.619	0.667	0.734	0.777	0.811	0.876	0.915	1.026	1.048	1.068
6/3	0.023	-0.041	-0.092	-0.116	-0.128	-0.126	2.010	2.464	3.772	-	-	-	-	-
7/1	0.069	0.113	0.152	0.183	0.213	0.262	2.113	2.701	3.193	5.000	-	-	-	-
7/2	0.483	0.456	0.567	0.787	1.079	1.454	2.336	2.715	3.618	4.491	5.063	-	-	-
7/3	0.490	0.516	0.571	0.658	0.822	1.165	1.671	1.809	1.924	2.052	2.129	2.393	2.452	2.487
8/1	0.327	0.337	0.544	0.928	1.631	2.687	3.510	4.067	5.476	-	-	-	-	-
8/2	0.109	0.137	0.163	0.190	0.322	0.926	1.320	1.476	1.555	1.655	1.717	1.892	1.933	1.957
10/1	0.557	0.557	0.603	0.731	0.872	1.008	1.132	1.196	1.254	1.298	1.309	1.296	1.306	1.322
10/2	0.867	0.882	0.941	1.041	1.183	1.347	1.493	1.534	1.524	1.490	1.474	1.500	1.495	1.506
10/3	0.391	0.387	0.400	0.423	0.458	0.503	0.541	0.562	0.577	0.595	0.593	0.591	0.582	0.577
11/1	0.786	0.823	0.925	1.065	1.217	1.382	1.535	1.619	1.701	1.794	1.832	1.883	1.921	1.956
11/2	0.838	0.908	1.056	1.237	1.445	1.679	1.900	2.011	2.110	2.205	2.239	2.307	2.344	2.386
11/3	1.071	1.081	1.136	1.320	1.612	1.951	2.263	2.413	2.519	2.603	2.633	2.650	2.636	2.655
12/3	2.561	2.582	2.698	2.949	3.275	3.649	4.007	4.209	4.392	4.587	4.676	4.789	4.852	4.920
13/1	0.891	0.911	0.940	1.024	1.189	1.410	1.625	1.742	1.850	1.971	2.032	2.116	2.163	2.207
13/2	4.087	4.168	4.393	4.687	5.007	5.360	5.694	5.874	-	-	-	-	-	-

Tabelle A 1.3.3 : Balken B4, 3.Laststellung
Betontrajektorienendehnungen im Steg $Q_{\max} = 425.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
Meßstelle	0.000	0.118	0.235	0.353	0.471	0.588	0.706	0.824	0.882	0.912	0.941
11/23	-0.355	-0.449	-0.526	-0.540	-0.705	-0.755	-0.794	-0.895	-0.986	-1.000	-1.043
8/17	-0.458	-0.529	-0.661	-0.670	-0.867	-0.888	-1.076	-1.389	-1.551	-1.577	-1.641
10/20	0.039	0.037	-0.048	-0.144	-0.224	-0.371	-0.467	-0.519	-0.622	-0.641	-0.794
12/26	-0.334	-0.478	-0.442	-0.412	-0.471	-0.652	-0.858	-0.760	-1.037	-0.931	-0.911
13/29	-0.391	-0.416	-0.465	-0.565	-0.616	-0.723	-0.796	-0.879	-0.927	-0.968	-0.998
7/41	0.000	-0.158	-0.195	-0.281	-0.364	-0.487	-0.735	-1.126	-1.320	-1.487	-1.627
7/42	0.000	-0.124	-0.220	-0.268	-0.355	-0.435	-0.595	-0.737	-0.865	-0.936	-1.034
7/43	-	-	-0.092	-0.192	-0.208	-0.263	-0.382	-0.508	-0.652	-0.654	-0.705
9/44	0.000	-0.080	-0.066	-0.185	-0.195	-0.316	-0.403	-0.412	-0.510	-0.432	-0.501
13/45	0.000	-0.098	0.009	-0.023	-0.069	-0.130	-0.227	-0.231	-0.439	-0.318	-0.382

Tabelle A 1.3.4 : Balken B4, 3.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 425.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
Meßstelle	0.000	0.118	0.235	0.353	0.471	0.588	0.706	0.824	0.882	0.912	0.941
9/37	-0.432	-0.577	-0.721	-0.847	-0.989	-1.105	-1.183	-1.421	-1.579	-1.705	-1.812
9/38	-0.270	-0.366	-0.394	-0.501	-0.641	-0.863	-1.009	-1.302	-1.540	-1.714	-1.888
9/39	-0.281	-0.343	-0.410	-0.526	-0.721	-0.849	-1.041	-1.268	-1.446	-1.604	-1.625
9/40	-0.144	-0.213	-0.252	-0.325	-0.439	-0.485	-0.565	-0.698	-0.787	-0.867	-0.796

Tabelle A 1.3.5 : Balken B4, 3.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 425.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.118	0.235	0.353	0.471	0.588	0.706	0.765	0.824	0.882	0.912	0.941	0.971	1.000
3	0.000	0.485	0.905	1.250	1.530	1.795	2.085	2.240	2.405	2.655	2.785	2.965	3.120	3.260
4	0.000	1.015	1.825	2.500	3.145	3.910	4.910	5.480	6.280	7.475	8.195	9.290	10.070	10.810
5	0.000	1.355	2.445	3.330	4.210	5.275	6.535	7.365	8.695	10.815	12.115	14.100	15.575	16.910
6	0.000	1.715	2.870	3.720	4.550	5.520	6.605	7.315	8.385	10.080	11.090	12.645	13.825	14.900
7	0.000	1.790	2.760	3.325	3.835	4.415	5.020	5.410	5.970	6.835	7.350	8.140	8.735	9.280

Tabelle A 2.1.1 : Balken B5, 1.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.409	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
3/10	2.910	2.973	3.010	3.044	3.064	3.084	3.106	3.133	3.177	3.236	3.298	3.415	3.523	3.624
3/11	2.862	2.928	2.965	3.001	3.021	3.041	3.063	3.090	3.135	3.194	3.257	3.367	3.476	3.584
3/12	2.779	2.842	2.877	2.911	2.931	2.949	2.969	2.997	3.038	3.095	3.155	3.265	3.373	3.475
5/13	2.386	2.296	2.234	2.189	2.162	2.137	2.095	2.075	2.030	1.979	1.919	1.850	1.792	1.740
6/10	2.800	2.850	2.881	2.915	2.930	2.948	2.969	2.992	3.034	3.082	3.140	3.247	3.346	3.448
6/11	2.789	2.847	2.880	2.912	2.919	2.948	2.968	2.991	3.034	3.091	3.151	3.261	3.368	3.472
6/12	2.716	2.784	2.822	2.860	2.879	2.900	2.923	2.952	2.999	3.059	3.122	3.241	3.354	3.456
7/13	2.351	2.261	2.198	2.153	2.127	2.103	2.064	2.043	2.000	1.949	1.891	1.826	1.769	1.720
8/10	2.810	2.873	2.908	2.944	2.963	2.982	3.004	3.027	3.075	3.129	3.189	3.299	3.419	3.526
8/12	2.967	3.037	3.077	3.114	3.134	3.154	3.177	3.201	3.251	3.306	3.368	3.484	3.610	3.740
9/13	2.376	2.289	2.229	2.185	2.157	2.132	2.093	2.072	2.026	1.978	1.914	1.850	1.797	1.752
11/10	2.796	2.859	2.896	2.930	2.947	2.966	2.989	3.014	3.060	3.119	3.177	3.290	3.407	3.524
11/12	2.837	2.913	2.954	2.988	3.008	3.028	3.054	3.076	3.127	3.191	3.251	3.363	3.464	3.569
1/5	-1.163	-1.140	-1.131	-1.118	-1.111	-1.105	-1.103	-1.119	-1.109	-1.062	-1.035	-1.019	-1.023	-1.025
3/4	-1.139	-1.041	-0.983	-0.928	-0.898	-0.868	-0.832	-0.752	-0.668	-0.496	-0.336	-0.021	0.264	0.513
3/7	-1.137	-1.032	-0.967	-0.911	-0.879	-0.848	-0.812	-0.730	-0.648	-0.476	-0.318	0.023	0.261	0.644
6/5	-1.078	-0.917	-0.819	-0.731	-0.682	-0.634	-0.574	-0.524	-0.419	-0.306	-0.181	0.322	1.534	1.823
6/9	-0.026	-0.176	-0.285	-0.362	-0.407	-0.441	-0.524	-0.571	-0.658	-0.762	-0.885	-1.033	-1.166	-1.276
7/4	-1.059	-0.913	-0.823	-0.739	-0.693	-0.646	-0.589	-0.541	-0.445	-0.333	-0.212	-0.169	-0.078	1.291
7/7	-1.206	-1.045	-0.942	-0.853	-0.804	-0.752	-0.690	-0.637	-0.532	-0.406	-0.266	0.184	0.810	1.196
8/6	-1.195	-1.026	-0.920	-0.827	-0.775	-0.722	-0.658	-0.604	-0.491	-0.363	-0.185	1.569	1.929	2.169
8/8	-0.016	-0.166	-0.274	-0.354	-0.403	-0.447	-0.521	-0.572	-0.664	-0.779	-0.909	-1.075	-1.191	-1.307
9/5	-1.147	-0.989	-0.889	-0.802	-0.753	-0.704	-0.641	-0.589	-0.485	-0.357	-0.127	0.317	1.548	1.830
10/8	-0.024	-0.180	-0.292	-0.375	-0.426	-0.472	-0.576	-0.630	-0.732	-0.838	-0.963	-1.073	-1.155	-1.227
11/4	-1.153	-1.051	-0.990	-0.934	-0.907	-0.876	-0.820	-0.780	-0.670	-0.530	-0.399	-0.291	0.250	-0.228
11/7	-1.195	-1.086	-1.019	-0.962	-0.933	-0.902	-0.847	-0.806	-0.696	-0.568	-0.451	-0.347	0.313	0.295

Tabelle A 2.1.2 : Balken B5, 1.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.409	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
1/1	0.001	0.019	0.026	0.037	0.045	0.054	0.069	0.093	0.111	0.634	1.109	1.349	1.579	1.704
1/2	0.030	0.046	0.052	0.063	0.070	0.078	0.093	0.124	0.166	0.597	1.183	1.416	1.574	1.690
1/3	0.074	0.078	0.078	0.082	0.085	0.088	0.089	0.402	0.757	1.344	1.702	2.130	2.417	2.673
2/1	0.016	0.045	0.064	0.083	0.096	0.110	0.135	1.408	1.783	1.911	2.407	2.780	3.214	3.953
2/2	0.060	0.078	0.088	0.099	0.108	0.118	0.137	1.990	2.910	3.440	3.747	4.963	5.866	- - -
2/3	0.109	0.115	0.117	0.122	0.126	0.133	0.143	0.206	0.314	3.702	- - -	- - -	- - -	- - -
3/1	0.043	0.060	0.071	0.082	0.091	0.101	0.117	1.117	1.689	2.153	2.672	3.201	3.772	4.446
3/2	0.075	0.086	0.092	0.099	0.106	0.113	0.127	0.183	0.236	2.842	5.148	- - -	- - -	- - -
3/3	0.110	0.127	0.138	0.149	0.157	0.166	0.177	0.178	0.196	1.187	1.607	1.845	2.013	2.182
4/1	0.045	0.052	0.053	0.057	0.060	0.063	0.065	0.156	0.212	1.831	2.195	2.692	3.000	3.275
4/2	0.085	0.086	0.083	0.083	0.084	0.086	0.088	0.128	0.142	0.508	0.728	0.979	1.157	1.333
4/3	0.097	0.097	0.097	0.097	0.098	0.100	0.102	0.114	0.120	0.133	0.145	0.161	0.158	0.171
6/1	0.038	0.053	0.062	0.069	0.074	0.078	0.084	0.088	0.099	0.106	0.119	0.110	0.099	0.085
6/2	0.068	0.073	0.077	0.080	0.083	0.084	0.087	0.090	0.095	0.096	0.101	0.068	0.023	-0.005
6/3	0.125	0.112	0.104	0.097	0.094	0.090	0.085	0.081	0.074	0.064	0.052	-0.004	-0.033	-0.035
7/1	0.038	0.045	0.050	0.055	0.057	0.062	0.067	0.071	0.076	0.088	0.099	0.078	0.097	0.100
7/2	0.047	0.050	0.051	0.053	0.054	0.056	0.059	0.061	0.061	0.066	0.069	0.039	0.044	0.023
7/3	0.096	0.079	0.070	0.063	0.058	0.056	0.051	0.047	0.036	0.029	0.014	-0.042	-0.041	-0.036
8/1	0.036	0.042	0.046	0.050	0.053	0.056	0.060	0.062	0.065	0.070	0.081	0.116	0.110	0.097
8/2	0.057	0.064	0.068	0.071	0.073	0.076	0.079	0.081	0.084	0.087	0.096	0.126	0.095	0.048
8/3	0.127	0.113	0.105	0.097	0.094	0.090	0.086	0.081	0.072	0.061	0.052	0.050	0.031	0.014
10/1	0.043	0.009	-0.010	-0.027	-0.034	-0.040	-0.009	-0.013	0.237	0.596	0.900	1.223	1.463	1.657
10/2	0.062	0.041	0.029	0.019	0.015	0.013	0.026	0.024	0.054	0.202	0.427	0.617	0.998	1.096
10/3	0.145	0.115	0.095	0.079	0.070	0.063	0.065	0.058	0.057	0.067	0.056	0.054	0.270	0.336
11/1	0.054	0.057	0.062	0.067	0.073	0.084	1.229	1.391	1.623	1.847	2.165	2.478	2.712	3.030
11/2	0.063	0.064	0.068	0.072	0.079	0.092	0.163	0.187	1.408	1.662	1.988	2.329	2.449	2.679
11/3	0.104	0.092	0.089	0.085	0.087	0.102	0.108	0.113	0.205	1.194	1.553	1.790	1.743	1.826
12/1	0.036	0.036	0.039	0.041	0.044	0.056	0.234	0.270	0.466	1.619	2.024	2.373	2.580	2.823
12/2	0.071	0.072	0.079	0.085	0.093	0.118	1.073	1.112	1.327	1.643	1.807	2.057	2.259	2.521
12/3	0.131	0.127	0.128	0.127	0.126	0.131	0.177	0.191	1.165	1.621	1.924	2.167	2.363	2.531

Tabelle A 2.1.3 : Balken B5, 1.Laststellung
Betonlängsdehnungen im Steg $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
3/9	-0.357	-0.382	-0.460	-0.435	-0.513	-0.519	-0.787	-0.886	-1.021	-1.156	-1.238	-1.318	-1.279
11/24	-0.412	-0.403	-0.407	-0.449	-0.487	-0.078	-0.085	-0.025	0.064	0.208	0.323	0.382	0.652
2/6	-0.474	-0.492	-0.519	-0.497	-0.547	-0.547	-0.810	-0.922	-	-	-	-	-
4/12	-0.444	-0.471	-0.439	-0.465	-0.529	-0.494	-0.652	-0.652	-0.844	-1.002	-1.211	-1.382	-2.064
10/21	-0.453	-0.460	-0.462	-0.526	-0.563	-0.597	-0.632	-0.728	-0.739	-0.815	-0.908	-0.973	-1.007
12/27	-0.524	-0.490	-0.492	-0.485	-0.531	0.233	0.339	0.446	0.716	0.897	1.153	1.320	1.606
1/3	-0.666	-0.684	-0.691	-0.668	-0.707	-0.709	-0.796	-0.927	-1.041	-1.149	-1.304	-1.439	-1.712
13/30	-0.627	-0.565	-0.609	-0.593	-0.680	-0.648	-0.673	-0.616	-0.519	-0.522	-0.517	-0.540	-0.515

Tabelle A 2.1.4 : Balken B5, 1.Laststellung
Betonquerdehnungen im Steg $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
3/7	0.105	0.089	0.059	0.121	0.105	0.133	-0.039	-0.073	-0.140	-0.124	-0.261	-0.357	-0.346
11/22	-0.096	-0.027	-0.007	0.011	0.007	1.071	1.206	1.304	1.547	1.879	2.188	2.416	2.588
2/4	-0.016	-0.053	-0.034	-0.034	-0.030	-0.018	0.199	0.270	0.247	-	-	-	-
4/10	0.080	0.016	0.025	0.027	-0.002	-0.011	0.009	0.023	0.046	0.062	0.158	0.330	0.533
10/19	0.025	-0.053	-0.050	-0.041	-0.080	-0.064	-0.094	-0.078	0.137	0.490	0.792	0.755	0.924
12/25	-0.062	0.007	-0.002	-0.023	-0.023	-0.076	-0.064	0.380	0.801	1.108	1.382	1.508	1.666
1/1	0.005	0.007	-0.014	-0.082	-0.053	-0.059	-0.085	-0.142	-0.002	-0.025	0.055	0.101	0.094
13/28	-0.119	-0.016	-0.041	-0.002	0.007	-0.080	-0.073	0.199	0.622	0.867	0.995	1.066	1.124

Tabelle A 2.1.5 : Balken B5, 1.Laststellung
Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
3/8	-0.135	-0.220	-0.359	-0.311	-0.446	-0.400	-0.545	-0.737	-0.920	-1.050	-1.231	-1.304	-1.217
11/23	-0.215	-0.293	-0.343	-0.407	-0.455	-0.616	-0.735	-0.881	-1.057	-1.245	-1.462	-1.716	-1.860
2/5	-0.151	-0.284	-0.343	-0.373	-0.435	-0.490	-0.638	-0.817	-	-	-	-	-
4/11	-0.160	-0.281	-0.293	-0.366	-0.439	-0.471	-0.638	-0.581	-0.762	-0.849	-1.034	-1.133	-1.748
10/20	-0.311	-0.350	-0.453	-0.588	-0.673	-0.625	-0.659	-0.799	-0.867	-1.110	-1.188	-1.423	-1.492
12/26	-0.224	-0.423	-0.515	-0.556	-0.645	-0.208	-0.455	-0.339	-0.716	-0.897	-0.973	-1.085	-1.249
1/2	-0.366	-0.394	-0.446	-0.526	-0.558	-0.616	-0.673	-0.831	-0.959	-1.142	-1.295	-1.403	-1.593
13/29	-0.339	-0.368	-0.481	-0.526	-0.540	-0.595	-0.654	-0.735	-0.929	-1.085	-1.252	-1.375	-1.400

Tabelle A 2.1.6 : Balken B5, 1.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
5/31	-0.039	-0.098	-0.291	-0.364	-0.531	-0.542	-0.812	-0.906	-1.080	-1.286	-1.611	-1.931	-2.645
5/32	-0.078	-0.178	-0.311	-0.387	-0.581	-0.577	-0.842	-0.938	-1.185	-1.421	-1.714	-1.977	-2.581
5/33	-0.055	-0.167	-0.371	-0.410	-0.588	-0.652	-0.748	-0.828	-1.034	-1.206	-1.375	-1.590	-1.698
5/34	-0.007	-0.156	-0.284	-0.375	-0.522	-0.618	-0.668	-0.776	-0.943	-1.064	-1.295	-1.481	-1.531
7/35	-0.002	-0.160	-0.265	-0.492	-0.524	-0.572	-0.636	-0.762	-0.881	-1.057	-1.227	-1.387	-1.412
7/36	-0.023	-0.172	-0.309	-0.506	-0.588	-0.620	-0.741	-0.872	-0.991	-1.160	-1.352	-1.547	-1.593
9/37	-0.023	-0.165	-0.297	-0.474	-0.577	-0.540	-0.696	-0.776	-0.936	-1.071	-1.304	-1.481	-1.558
9/38	-0.009	-0.167	-0.339	-0.519	-0.659	-0.700	-0.831	-0.952	-1.126	-1.279	-1.522	-1.725	-1.822
9/39	-0.025	-0.149	-0.256	-0.394	-0.529	-0.632	-0.741	-0.938	-1.140	-1.275	-1.499	-1.680	-1.714
9/40	-0.037	-0.144	-0.256	-0.389	-0.542	-0.604	-0.739	-0.819	-0.995	-1.098	-1.206	-1.348	-1.350

Tabelle A 2.1.7 : Balken B5, 1.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.182	0.272	0.363	0.409	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
1	-2.770	-1.590	-0.985	-0.525	-0.260	-0.015	0.345	0.830	1.510	2.475	3.510	4.715	5.815	6.970
2	-4.490	-2.735	-1.735	-0.960	-0.505	-0.085	0.580	1.435	2.635	4.490	6.385	8.765	11.050	13.360
3	-5.750	-3.570	-2.275	-1.275	-0.685	-0.130	0.755	1.720	3.225	5.390	7.700	10.775	13.760	16.740
4	-6.015	-3.750	-2.380	-1.330	-0.720	-0.130	0.830	1.775	3.335	5.500	7.835	10.940	13.985	17.020
5	-5.630	-3.585	-2.315	-1.305	-0.740	-0.190	0.740	1.595	3.090	5.100	7.270	10.105	12.840	15.655
6	-4.560	-2.850	-1.850	-1.080	-0.630	-0.205	0.570	1.235	2.510	4.135	5.860	8.010	10.000	11.985
7	-2.655	-1.540	-0.975	-0.535	-0.285	-0.055	0.365	0.725	1.390	2.225	3.200	4.295	5.250	6.235

Tabelle A 2.2.1 : Balken B5, 2.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.103	0.205	0.308	0.410	0.513	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923	0.962
3/10	2.805	2.837	2.876	2.920	2.968	3.027	3.085	3.147	3.237	3.373	3.565	3.700
3/11	2.726	2.760	2.799	2.842	2.890	2.947	3.004	3.066	3.161	3.301	3.496	3.628
3/12	2.644	2.677	2.714	2.754	2.798	2.846	2.898	2.953	3.037	3.169	3.351	3.470
5/13	2.225	2.178	2.139	2.096	2.056	2.009	1.969	1.934	1.890	1.849	1.805	1.775
6/10	2.660	2.683	2.717	2.751	2.804	2.854	2.906	2.967	3.059	3.204	3.404	3.531
6/11	2.637	2.667	2.705	2.747	2.794	2.849	2.904	2.964	3.055	3.193	3.387	3.514
6/12	2.562	2.598	2.641	2.685	2.735	2.789	2.846	2.905	2.995	3.130	3.318	3.437
7/13	2.187	2.141	2.102	2.065	2.034	1.983	1.945	1.907	1.862	1.821	1.779	1.750
8/10	2.707	2.740	2.780	2.826	2.874	2.933	2.988	3.045	3.135	3.272	3.459	3.592
8/12	2.860	2.901	2.946	2.995	3.044	3.100	3.158	3.217	3.318	3.474	3.687	3.828
9/13	2.216	2.172	2.133	2.087	2.052	2.007	1.967	1.932	1.887	1.840	1.778	1.726
11/10	2.691	2.729	2.768	2.809	2.856	2.917	2.975	3.033	3.120	3.262	3.463	3.606
11/12	2.691	2.738	2.787	2.838	2.891	2.949	3.004	3.066	3.155	3.298	3.496	3.647
1/5	-1.412	-1.415	-1.420	-1.425	-1.428	-1.436	-1.435	-1.438	-1.448	-1.474	-1.519	-1.567
3/4	-1.177	-1.135	-1.078	-1.013	-0.944	-0.853	-0.776	-0.713	-0.645	-0.610	-0.604	-0.614
3/7	-1.127	-1.080	-1.020	-0.953	-0.882	-0.809	-0.735	-0.674	-0.608	-0.575	-0.571	-0.583
6/5	-1.038	-0.977	-0.910	-0.842	-0.771	-0.692	-0.621	-0.569	-0.511	-0.479	-0.457	-0.452
6/9	-0.298	-0.365	-0.431	-0.498	-0.567	-0.654	-0.720	-0.774	-0.835	-0.891	-0.944	-0.974
7/4	-1.090	-1.013	-0.930	-0.842	-0.746	-0.628	-0.528	-0.444	-0.305	-0.142	0.150	0.263
7/7	-1.236	-1.154	-1.068	-0.979	-0.883	-0.770	-0.658	-0.562	-0.428	-0.236	0.179	0.336
8/6	-1.291	-1.194	-1.091	-0.979	-0.860	-0.714	-0.566	-0.390	0.290	1.344	1.961	2.229
8/8	-0.259	-0.346	-0.433	-0.525	-0.618	-0.731	-0.825	-0.910	-1.022	-1.105	-1.181	-1.223
9/5	-1.296	-1.182	-1.059	-0.925	-0.759	-0.524	-0.159	0.595	1.773	3.411	-	-
10/8	-0.289	-0.400	-0.518	-0.646	-0.764	-0.900	-1.017	-1.118	-1.253	-1.409	-1.608	-1.841
11/4	-1.181	-1.100	-1.004	-0.893	-0.765	-0.601	-0.457	-0.360	-0.244	-0.080	0.932	1.232
11/7	-1.220	-1.135	-1.037	-0.926	-0.803	-0.650	-0.525	-0.437	-0.347	-0.293	0.496	0.865

Tabelle A 2.2.2 : Balken B5, 2.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.103	0.205	0.308	0.410	0.513	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923	0.962
1/1	0.655	0.676	0.730	0.794	0.864	0.947	1.019	1.077	1.145	1.196	1.245	1.274
1/2	0.720	0.724	0.741	0.778	0.837	0.916	0.984	1.039	1.105	1.153	1.198	1.226
1/3	1.616	1.569	1.508	1.488	1.518	1.575	1.663	1.741	1.843	1.920	1.991	2.031
3/1	2.978	3.045	3.176	3.365	3.582	3.832	4.064	4.252	4.470	4.657	4.853	4.963
3/3	1.973	1.982	2.033	2.135	2.283	2.501	2.709	2.878	3.076	3.234	3.400	3.486
4/1	3.922	3.949	4.041	4.166	4.299	4.518	4.751	4.939	5.147	5.327	5.548	5.655
4/2	1.501	1.517	1.535	1.570	1.632	1.768	1.882	1.978	2.102	2.199	2.331	2.408
4/3	0.321	0.327	0.321	0.314	0.315	0.334	0.342	0.350	0.367	0.379	0.391	0.405
6/1	0.034	0.040	0.052	0.062	0.074	0.102	0.116	0.127	0.151	0.173	0.250	0.300
6/2	0.072	0.080	0.094	0.107	0.122	0.122	0.132	0.140	0.155	0.167	0.197	0.216
6/3	0.108	0.101	0.101	0.098	0.097	0.117	0.119	0.122	0.130	0.138	0.158	0.169
7/1	0.030	0.035	0.044	0.052	0.062	0.094	0.107	0.118	0.139	0.155	0.189	0.214
7/2	0.053	0.059	0.068	0.076	0.086	0.076	0.079	0.080	0.084	0.092	0.114	0.129
7/3	0.080	0.070	0.065	0.058	0.052	0.076	0.076	0.077	0.089	0.119	0.184	0.217
8/1	0.049	0.050	0.057	0.065	0.076	0.130	0.146	0.154	0.186	0.163	0.148	0.164
8/2	0.080	0.087	0.098	0.110	0.125	0.095	0.089	0.071	0.072	0.044	0.248	0.354
8/3	0.137	0.124	0.117	0.110	0.104	0.135	0.125	0.100	0.395	1.459	2.404	2.698
10/1	0.477	0.451	0.464	0.548	0.701	0.975	1.174	1.348	1.615	2.028	2.381	2.604
10/2	0.509	0.498	0.493	0.499	0.551	0.631	0.757	0.836	0.945	1.081	1.184	1.232
10/3	0.346	0.323	0.308	0.277	0.264	0.313	0.338	0.337	0.364	0.421	0.654	0.734
11/1	0.953	0.985	1.194	1.420	1.699	2.088	2.400	2.650	2.958	3.582	-	-
11/2	0.761	0.773	0.838	1.068	1.385	1.672	1.985	2.222	2.517	2.872	3.445	3.857
11/3	0.608	0.626	0.745	0.930	1.111	1.347	1.511	1.615	1.743	1.809	1.892	2.006
12/1	0.683	0.731	0.969	1.276	1.584	1.943	2.240	2.482	2.798	3.145	3.495	3.566
12/2	0.970	1.017	1.197	1.412	1.639	1.823	2.040	2.198	2.380	2.638	3.924	-
12/3	0.829	0.865	1.039	1.289	1.572	1.902	2.133	2.303	2.528	2.706	2.975	3.318
13/1	0.555	2.473	2.409	2.520	2.866	-	2.786	2.787	3.098	3.083	3.613	3.649
13/3	0.556	2.495	2.591	2.953	2.411	-	2.913	2.863	2.937	3.074	3.555	3.791

Tabelle A 2.2.3 : Balken B5, 2.Laststellung
Betontrajektorienziehungen im Steg $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
Meßstelle	0.000	0.103	0.205	0.308	0.410	0.513	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923	
11/23	-0.403	-0.497	-0.705	-0.947	-1.162	-1.323	-	-	-1.673	-1.991	-2.407	-3.465
8/17	-0.332	-0.410	-0.439	-0.451	-0.492	-0.551	-0.554	-0.634	-0.629	-0.650	-0.579	
10/20	-0.696	-0.705	-0.769	-0.851	-0.975	-1.073	-1.181	-1.311	-1.423	-1.563	-1.787	
12/26	0.000	-0.314	-0.259	-0.611	-0.844	-0.801	-0.986	-1.080	-1.350	-1.657	-2.645	
13/29	-0.643	-0.645	-0.769	-0.879	-0.973	-1.108	-1.211	-1.263	-1.444	-1.558	-1.803	
9/41	0.000	-0.037	-0.101	-0.137	-0.270	-0.307	-0.389	-0.421	-0.549	-0.577	-	-
12/42	0.000	-0.112	-0.236	-0.357	-0.494	-0.606	-0.721	-0.831	-0.975	-1.101	-1.343	
12/43	0.000	-0.080	-0.174	-0.325	-0.423	-0.517	-0.636	-0.762	-0.867	-0.986	-1.263	

Tabelle A 2.2.4 : Balken B5, 2.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
Meßstelle	0.000	0.103	0.205	0.308	0.410	0.513	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923
5/31	-0.886	-1.014	-1.080	-1.208	-1.316	-1.403	-1.535	-1.568	-1.767	-1.769	-1.803
5/32	-0.854	-0.991	-1.009	-1.092	-1.190	-1.272	-1.341	-1.423	-1.492	-1.517	-1.558
5/33	-0.545	-0.641	-0.668	-0.803	-0.874	-0.959	-1.011	-1.089	-1.153	-1.197	-1.217
5/34	-0.410	-0.551	-0.563	-0.641	-0.719	-0.840	-0.915	-1.002	-1.087	-1.103	-1.096
7/35	-0.316	-0.465	-0.494	-0.499	-0.680	-0.762	-0.870	-0.968	-1.059	-1.124	-1.208
7/36	-0.320	-0.462	-0.531	-0.716	-0.801	-0.938	-1.000	-1.133	-1.236	-1.307	-1.371
9/37	-0.302	-0.435	-0.524	-0.632	-0.773	-0.927	-1.078	-1.272	-1.535	-1.757	-2.105
9/38	-0.389	-0.577	-0.700	-0.847	-0.984	-1.199	-1.389	-1.606	-1.890	-2.192	-2.780
9/39	-0.382	-0.549	-0.712	-0.865	-1.039	-1.231	-1.467	-1.650	-1.970	-2.300	-2.842
9/40	-0.275	-0.391	-0.542	-0.675	-0.805	-0.993	-1.135	-1.314	-1.526	-1.670	-1.936

Tabelle A 2.2.5 : Balken B5, 2.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
Meßstelle	0.000	0.103	0.205	0.308	0.410	0.513	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923	0.962
1	-0.140	0.385	0.910	1.480	2.065	2.720	3.295	3.795	4.460	5.200	6.080	6.750
2	-0.580	0.335	1.360	2.490	3.655	5.010	6.160	7.175	8.545	10.035	11.845	13.215
3	-1.725	-0.545	0.760	2.210	3.700	5.445	6.925	8.270	10.160	12.295	15.000	17.075
4	-2.180	-0.895	0.520	2.070	3.665	5.560	7.170	8.685	10.870	13.470	16.855	19.515
5	-2.245	-0.950	0.375	1.920	3.510	5.405	7.045	8.635	10.985	14.005	18.070	21.290
6	-1.980	-0.875	0.290	1.570	2.895	4.465	5.820	7.095	8.975	11.350	14.510	17.120
7	-1.215	-0.495	0.165	0.860	1.565	2.390	3.105	3.760	4.705	5.855	7.325	8.450

Tabelle A 3.1.1 : Balken B6, 1.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
Meßstelle	0.000	0.182	0.273	0.364	0.455	0.500	0.545	0.636	0.727	0.818	0.909	0.955	1.000
3/11	2.630	2.699	2.731	2.772	2.811	2.832	2.857	2.909	2.969	3.036	3.199	3.302	3.433
5/13	2.402	2.313	2.260	2.210	2.150	2.123	2.093	2.039	1.975	1.909	1.827	1.769	1.712
6/10	2.804	2.865	2.893	2.933	2.969	2.990	3.011	3.054	3.104	3.167	3.325	3.428	3.558
6/11	2.657	2.722	2.752	2.793	2.832	2.855	2.878	2.926	2.985	3.052	3.204	3.301	3.424
7/13	2.471	2.381	2.329	2.278	2.219	2.191	2.161	2.105	2.036	1.966	1.883	1.824	1.766
8/10	2.794	2.860	2.892	2.934	2.973	2.995	3.019	3.067	3.123	3.188	3.342	3.445	3.574
8/11	2.730	2.798	2.832	2.875	2.917	2.940	2.966	3.019	3.081	3.153	3.322	3.434	3.569
8/12	2.802	2.877	2.914	2.958	2.996	3.017	3.039	3.082	3.134	3.195	3.343	3.446	3.582
9/13	2.554	2.464	2.411	2.359	2.298	2.270	2.239	2.181	2.108	2.031	1.939	1.876	1.813
11/10	2.778	2.842	2.872	2.913	2.953	2.975	2.999	3.043	3.096	3.166	3.320	3.422	3.548
11/11	2.663	2.729	2.759	2.800	2.839	2.861	2.885	2.931	2.986	3.056	3.212	3.313	3.440
11/12	2.981	3.048	3.079	3.122	3.164	3.187	3.212	3.260	3.310	3.379	3.531	3.633	3.759
1/5	-1.352	-1.340	-1.342	-1.329	-1.322	-1.315	-1.311	-1.283	-1.277	-1.254	-1.268	-1.271	-1.292
2/6	-1.002	-0.950	-0.924	-0.893	-0.863	-0.847	-0.830	-0.760	-0.677	-0.623	-0.571	-0.537	-0.492
3/4	-1.225	-1.110	-1.046	-0.976	-0.905	-0.867	-0.826	-0.721	-0.545	-0.404	-0.318	-0.258	0.064
3/7	-1.426	-1.314	-1.252	-1.183	-1.111	-1.073	-1.031	-0.919	-0.725	-0.565	-0.422	-0.198	0.156
4/5	-1.284	-1.152	-1.077	-0.996	-0.910	-0.865	-0.815	-0.701	-0.536	-0.358	-0.135	0.195	0.556
4/9	0.015	-0.188	-0.313	-0.442	-0.587	-0.656	-0.735	-0.905	-1.104	-1.303	-1.571	-1.900	-2.363
5/6	-1.119	-0.977	-0.896	-0.808	-0.713	-0.664	-0.608	-0.493	-0.362	-0.173	-0.003	0.081	0.190
6/5	-1.242	-1.081	-0.990	-0.892	-0.786	-0.731	-0.669	-0.547	-0.404	-0.246	-0.166	-0.065	0.148
6/9	-0.001	-0.196	-0.315	-0.433	-0.569	-0.635	-0.711	-0.863	-1.039	-1.223	-1.560	-1.857	-2.250
7/4	-1.387	-1.221	-1.124	-1.020	-0.906	-0.846	-0.778	-0.642	-0.477	-0.257	1.472	2.176	2.915
7/7	-1.272	-1.117	-1.029	-0.933	-0.828	-0.774	-0.713	-0.592	-0.451	-0.292	1.703	2.387	2.857
8/6	-1.316	-1.136	-1.034	-0.926	-0.809	-0.749	-0.683	-0.553	-0.403	-0.248	0.246	0.968	1.171
8/8	0.009	-0.160	-0.262	-0.365	-0.482	-0.538	-0.602	-0.732	-0.884	-1.043	-1.304	-1.498	-1.673
10/6	-1.150	-1.024	-0.953	-0.879	-0.800	-0.759	-0.702	-0.597	-0.460	-0.298	-0.128	0.203	0.451
10/8	0.012	-0.142	-0.239	-0.337	-0.449	-0.503	-0.581	-0.719	-0.860	-1.002	-1.145	-1.246	-1.351
11/4	-1.246	-1.147	-1.093	-1.034	-0.974	-0.941	-0.889	-0.784	-0.675	-0.553	-0.469	-0.435	-0.411
13/6	-1.239	-1.223	-1.222	-1.210	-1.203	-1.199	-1.202	-1.198	-1.173	-1.149	-1.153	-1.165	-1.182

Tabelle A 3.1.2 : Balken B6, 1.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
Meßstelle	0.000	0.182	0.273	0.364	0.455	0.500	0.545	0.636	0.727	0.818	0.909	0.955	1.000
1/1	0.114	0.107	0.104	0.101	0.098	0.098	0.101	0.118	0.147	0.182	0.270	0.371	0.496
1/2	0.096	0.081	0.071	0.065	0.057	0.055	0.054	0.573	0.952	1.192	1.487	1.566	1.619
1/3	0.111	0.085	0.070	0.058	0.044	0.039	0.036	1.153	1.579	1.779	2.457	2.801	- - -
2/1	0.141	0.141	0.141	0.146	0.151	0.157	0.175	1.389	1.630	1.905	2.224	2.367	2.378
2/2	0.189	0.178	0.171	0.168	0.166	0.171	0.190	0.258	1.545	1.901	2.199	2.373	2.551
2/3	0.262	0.252	0.245	0.242	0.237	0.238	0.241	0.237	2.192	2.731	3.089	3.135	3.066
3/1	0.142	0.128	0.120	0.117	0.121	0.125	0.127	0.291	1.625	1.910	2.259	2.480	2.662
3/2	0.080	0.068	0.058	0.052	0.043	0.042	0.041	0.049	0.961	1.440	1.818	2.026	2.239
3/3	0.153	0.123	0.104	0.092	0.078	0.076	0.077	0.066	1.431	1.683	1.930	2.060	2.197
6/1	0.059	0.072	0.077	0.085	0.091	0.096	0.101	0.109	0.113	0.124	0.125	0.128	0.140
6/2	0.100	0.100	0.098	0.098	0.095	0.096	0.096	0.097	0.096	0.098	0.045	0.025	0.035
6/3	0.112	0.099	0.091	0.084	0.075	0.072	0.068	0.061	0.049	0.038	-0.023	-0.013	0.021
7/1	0.052	0.064	0.069	0.076	0.081	0.086	0.090	0.096	0.102	0.110	0.136	0.138	0.137
7/2	0.104	0.107	0.107	0.108	0.106	0.107	0.107	0.108	0.108	0.107	0.171	0.172	0.204
7/3	0.162	0.151	0.144	0.137	0.127	0.123	0.119	0.108	0.096	0.082	0.196	0.300	0.349
8/1	0.067	0.076	0.080	0.086	0.091	0.095	0.099	0.103	0.109	0.121	0.194	0.206	0.189
8/2	0.057	0.056	0.054	0.053	0.050	0.050	0.049	0.045	0.044	0.047	0.135	0.172	0.373
8/3	0.119	0.107	0.101	0.093	0.084	0.081	0.077	0.066	0.056	0.052	0.483	0.831	- - -
10/1	0.052	0.063	0.070	0.078	0.088	0.099	0.178	0.286	0.461	0.717	1.003	1.200	1.415
10/2	0.062	0.064	0.067	0.071	0.076	0.082	0.133	0.412	0.718	0.960	1.259	1.503	1.767
10/3	0.140	0.142	0.144	0.145	0.147	0.151	0.157	0.185	0.250	0.340	0.457	0.571	0.668
11/1	0.069	0.092	0.104	0.117	0.129	0.143	0.901	1.300	1.652	1.899	2.304	2.560	2.861
11/2	0.110	0.134	0.150	0.171	0.198	0.223	0.324	0.597	0.812	1.099	1.346	1.468	1.599
11/3	0.147	0.154	0.158	0.164	0.170	0.179	0.182	0.883	1.091	1.377	1.692	1.883	2.061
12/1	0.066	0.093	0.109	0.130	0.154	0.200	0.840	1.041	1.243	1.472	1.713	1.872	2.056
12/3	0.140	0.150	0.155	0.161	0.167	0.166	0.165	0.446	0.855	1.152	1.535	1.708	1.833
13/1	0.001	0.006	0.009	0.014	0.019	0.025	0.029	0.061	0.355	0.636	0.803	0.931	1.046
13/2	0.001	0.009	0.015	0.023	0.033	0.042	0.508	0.841	0.979	1.142	1.304	1.387	1.486
13/3	0.073	0.074	0.075	0.077	0.080	0.085	0.093	0.169	0.862	1.194	1.405	1.515	1.625

Tabelle A 3.1.3 : Balken B6, 1.Laststellung
Betonlängsdehnungen im Steg $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}								
	0.000	0.182	0.363	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954
3/9	-0.384	-0.430	-0.540	-0.613	-0.314	-0.055	0.094	0.096	0.050
11/24	-0.297	-0.364	-0.364	-0.535	-0.565	-0.533	-0.524	-0.478	-0.430
2/6	-0.444	-0.451	-0.499	-0.526	-0.705	-0.755	-0.897	-0.989	-1.078
4/12	-0.643	-0.741	-0.737	-0.789	-0.934	-0.989	-1.082	-1.256	-1.362
10/21	-0.572	-0.590	-0.627	-0.732	-0.865	-0.945	-1.046	-1.277	-1.318
12/27	-0.449	-0.449	-0.407	-0.442	-0.476	-0.561	-0.600	-0.618	-0.604
1/3	-0.737	-0.767	-0.751	-0.764	-0.886	-1.089	-	-	-
13/30	-0.638	-0.705	-0.698	-0.627	-0.503	-0.124	-0.009	0.076	0.142

Tabelle A 3.1.4 : Balken B6, 1.Laststellung
Betonquerdehnungen im Steg $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}								
	0.000	0.182	0.363	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954
3/7	0.037	0.080	0.023	0.016	2.094	2.540	2.076	1.966	1.957
11/22	0.069	0.094	0.062	0.863	1.211	1.375	1.526	1.805	2.007
2/4	0.156	0.272	0.249	0.190	2.423	3.387	3.973	5.858	-
4/10	0.110	0.103	0.105	0.092	0.545	1.181	1.529	1.870	1.973
10/19	0.055	0.062	0.092	0.069	0.011	0.023	0.105	0.211	0.254
12/25	0.133	0.144	0.197	0.261	0.705	1.183	1.483	1.833	2.085
1/1	-0.023	0.105	0.059	0.092	0.519	0.394	-4.570	-	-
13/28	0.183	0.211	0.215	0.277	0.352	1.000	1.217	1.366	1.405

Tabelle A 3.1.5 : Balken B6, 1.Laststellung
Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}								
	0.000	0.182	0.363	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954
3/8	-0.169	-0.293	-0.430	-0.556	-	-	-0.540	-0.977	-1.082
11/23	-0.137	-0.195	-0.382	-0.771	-0.561	-0.721	-0.920	-1.314	-1.542
2/5	-0.259	-0.375	-0.389	-0.503	-0.691	-0.817	-0.984	-1.211	-1.334
4/11	-0.224	-0.343	-0.499	-0.581	-0.732	-0.801	-0.918	-1.069	-1.172
10/20	-0.334	-0.449	-0.561	-0.799	-0.982	-1.240	-1.565	-1.989	-2.327
12/26	-0.101	-0.183	-0.222	-0.398	-0.476	-0.590	-0.716	-0.904	-1.023
1/2	-0.378	-0.414	-0.529	-0.664	-0.753	-0.897	-1.087	-1.318	-1.497
13/29	-0.288	-0.394	-0.524	-0.584	-0.659	-0.588	-0.703	-0.851	-0.959

Tabelle A 3.1.6 : Balken B6, 1.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
5/31	0.095	-0.102	-0.218	-0.330	-0.457	-0.517	-0.588	-0.791	-1.046	-1.271	-1.515	-1.719	-2.035
5/32	0.061	-0.104	-0.209	-0.316	-0.442	-0.501	-0.570	-0.744	-1.112	-1.371	-1.729	-2.036	-2.446
5/33	0.050	-0.131	-0.243	-0.356	-0.486	-0.550	-0.623	-0.779	-1.010	-1.211	-1.550	-1.813	-2.105
5/34	0.052	-0.102	-0.200	-0.298	-0.412	-0.466	-0.528	-0.655	-0.808	-0.949	-1.185	-1.358	-1.548
7/35	0.054	-0.114	-0.219	-0.326	-0.450	-0.511	-0.580	-0.719	-0.883	-1.053	-1.316	-1.498	-1.675
7/36	0.061	-0.122	-0.234	-0.349	-0.482	-0.546	-0.621	-0.771	-0.951	-1.141	-1.427	-1.636	-1.843
9/37	0.045	-0.120	-0.223	-0.327	-0.446	-0.504	-0.568	-0.703	-0.862	-1.036	-1.301	-1.503	-1.786
9/38	0.042	-0.125	-0.225	-0.323	-0.439	-0.497	-0.564	-0.710	-0.881	-1.067	-1.330	-1.534	-1.823
9/39	0.051	-0.111	-0.212	-0.313	-0.434	-0.494	-0.587	-0.801	-1.039	-1.283	-1.566	-1.775	-1.991
9/40	0.067	-0.099	-0.196	-0.288	-0.394	-0.446	-0.546	-0.727	-0.894	-1.061	-1.235	-1.362	-1.488

Tabelle A 3.1.7 : Balken B6, 1.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 550.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
	0.000	0.182	0.272	0.363	0.454	0.500	0.545	0.636	0.727	0.817	0.908	0.954	0.999
1	-3.590	-2.215	-1.610	-1.035	-0.440	-0.160	0.185	1.145	2.245	3.265	4.995	6.350	8.090
2	-5.935	-3.920	-2.945	-1.965	-0.915	-0.410	0.205	1.825	4.010	6.000	9.380	12.000	15.305
3	-7.395	-4.955	-3.700	-2.465	-1.105	-0.440	0.370	2.355	4.925	7.425	11.980	15.460	19.760
4	-7.710	-5.155	-3.850	-2.540	-1.115	-0.415	0.460	2.505	5.100	7.670	12.315	15.835	20.130
5	-7.185	-4.795	-3.570	-2.350	-1.015	-0.360	0.500	2.430	4.855	7.295	11.550	14.795	18.825
6	-5.685	-3.770	-2.815	-1.880	-0.855	-0.355	0.335	1.905	3.825	5.740	8.865	11.205	14.045
7	-3.280	-2.070	-1.525	-0.985	-0.415	-0.135	0.225	1.045	2.050	3.025	4.540	5.655	7.005

Tabelle A 3.2.1 : Balken B6, 2.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.102	0.205	0.307	0.410	0.512	0.616	0.692	0.769	0.846	0.846	0.923
5/13	2.297	2.242	2.188	2.136	2.086	2.039	1.997	1.950	1.900	1.860	1.844	1.805
6/10	3.002	3.015	3.053	3.091	3.134	3.178	3.241	3.271	3.332	3.435	3.474	3.638
6/11	2.965	2.979	3.018	3.058	3.103	3.148	3.210	3.238	3.293	3.388	3.430	3.594
7/13	2.270	2.216	2.158	2.102	2.046	1.989	1.938	1.888	1.838	1.790	1.769	1.723
8/10	2.975	2.990	3.031	3.073	3.117	3.161	3.216	3.256	3.318	3.414	3.439	3.608
8/12	2.989	3.003	3.041	3.081	3.124	3.164	3.213	3.247	3.304	3.402	3.427	3.608
9/13	2.366	2.311	2.256	2.201	2.145	2.089	2.038	1.988	1.939	1.892	1.876	1.832
11/12	3.013	3.024	3.065	3.105	3.149	3.195	3.255	3.292	3.236	3.432	3.477	3.647
3/4	-0.387	-0.341	-0.310	-0.284	-0.262	-0.245	-0.228	-0.223	-0.219	-0.216	-0.222	-0.234
3/7	-1.865	-1.831	-1.805	-1.782	-1.757	-1.736	-1.711	-1.699	-1.683	-1.672	-1.667	-1.673
4/5	-1.870	-1.862	-1.816	-1.771	-1.723	-1.677	-1.625	-1.597	-1.570	-1.547	-1.531	-1.533
4/9	-0.020	-0.086	-0.164	-0.246	-0.335	-0.416	-0.493	-0.568	-0.640	-0.692	-0.709	-0.752
5/6	-1.516	-1.488	-1.430	-1.373	-1.310	-1.251	-1.183	-1.142	-1.100	-1.064	-1.037	-1.029
6/5	-1.760	-1.734	-1.658	-1.581	-1.497	-1.413	-1.320	-1.257	-1.194	-1.139	-1.110	-1.088
6/9	0.063	-0.014	-0.100	-0.191	-0.285	-0.382	-0.468	-0.563	-0.653	-0.729	-0.742	-0.811
7/4	-3.539	-3.488	-3.395	-3.302	-3.200	-3.096	-2.970	-2.889	-2.803	-2.724	-2.683	-2.642
8/6	-2.501	-2.423	-2.307	-2.189	-2.061	-1.935	-1.794	-1.695	-1.601	-0.683	-0.581	-0.249
8/8	0.072	-0.022	-0.124	-0.231	-0.344	-0.459	-0.570	-0.673	-0.780	-0.871	-0.872	-0.823
10/6	-1.419	-1.352	-1.241	-1.116	-0.969	-0.813	-0.601	-0.316	0.022	0.395	0.580	0.964
10/8	0.010	-0.093	-0.216	-0.348	-0.486	-0.621	-0.753	-0.876	-1.005	-1.131	-1.233	-1.402
11/4	-1.325	-1.292	-1.201	-1.099	-0.980	-0.853	-0.713	-0.614	-0.524	-0.439	-0.397	-0.354

Tabelle A 3.2.2 : Balken B6, 2.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.102	0.205	0.307	0.410	0.512	0.616	0.692	0.769	0.846	0.846	0.923
8/1	0.038	0.034	0.031	0.031	0.033	0.031	0.034	0.027	0.026	-0.006	0.003	-0.025
8/2	0.000	-0.003	-0.007	-0.012	-0.016	-0.026	-0.029	-0.044	-0.068	-0.094	-0.085	-0.119
8/3	0.042	0.032	0.020	0.008	0.000	-0.012	-0.016	-0.017	0.007	0.556	0.662	0.610
10/1	-0.002	0.017	0.066	0.160	0.297	0.431	0.588	0.713	0.871	1.039	1.240	1.514
10/2	-0.099	-0.092	-0.061	0.041	0.227	0.426	0.656	0.849	1.073	1.297	1.550	1.984
10/3	0.071	0.073	0.073	0.081	0.113	0.156	0.222	0.278	0.334	0.354	0.397	0.392
11/1	-0.057	-0.021	0.202	0.509	0.835	1.153	1.488	1.750	2.064	2.410	2.575	5.333
11/2	0.193	0.226	0.272	0.337	0.445	0.593	0.772	0.906	1.056	1.208	1.352	1.654
11/3	-0.005	0.006	0.030	0.150	0.395	0.653	0.939	1.157	1.382	1.581	1.675	1.808
12/1	0.057	0.098	0.237	0.405	0.606	0.826	1.060	1.232	1.421	1.618	1.801	2.140
12/3	0.158	0.170	0.209	0.367	0.609	0.809	0.987	1.108	1.233	1.353	1.421	1.586
13/1	-0.122	-0.103	-0.033	0.059	0.175	0.292	0.424	0.526	0.634	0.743	0.825	0.917
13/2	-0.131	-0.115	0.012	0.198	0.366	0.526	0.702	0.838	0.982	1.129	1.215	1.381
13/3	0.038	0.043	0.066	0.166	0.346	0.534	0.736	0.892	1.059	1.226	1.302	1.478

Tabelle A 3.2.3 : Balken B6, 2.Laststellung
Betontrajektorienendehnungen im Steg $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}						
	0.000	0.205	0.410	0.616	0.692	0.769	0.846
8/17	-0.265	-0.357	-0.476	-0.554	-0.590	-0.648	-0.698
10/20	-0.286	-0.533	-0.993	-1.432	-1.609	-1.858	-2.435
12/26	-0.050	-0.146	-0.412	-0.654	-0.691	-0.911	-1.302
11/41	-0.185	-0.302	-0.517	-0.703	-0.796	-0.968	-1.229
13/42	-0.462	-0.570	-0.767	-1.059	-1.062	-1.231	-1.364
7/43	-0.364	-0.423	-0.451	-0.487	-0.510	-0.554	-0.618
11/44	-0.247	-0.451	-0.941	-1.364	-1.551	-1.840	-2.581
13/45	-0.407	-0.442	-0.652	-0.847	-0.906	-0.970	-1.183

Tabelle A 3.2.4 : Balken B6, 2.Laststellung

Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.102	0.205	0.307	0.410	0.512	0.616	0.692	0.769	0.846	0.846	0.923
5/31	0.133	0.066	-0.005	-0.072	-0.145	-0.219	-0.295	-0.363	-0.431	-0.483	-0.518	-0.556
5/32	0.089	0.057	0.031	0.002	-0.043	-0.100	-0.163	-0.221	-0.278	-0.329	-0.363	-0.400
5/33	0.100	0.068	0.042	0.008	-0.042	-0.109	-0.181	-0.248	-0.318	-0.380	-0.406	-0.456
5/34	0.052	-0.002	-0.051	-0.101	-0.157	-0.220	-0.283	-0.338	-0.395	-0.447	-0.466	-0.510
7/35	0.108	0.030	-0.051	-0.138	-0.232	-0.332	-0.435	-0.521	-0.612	-0.688	-0.727	-0.790
7/36	0.112	0.010	-0.097	-0.206	-0.320	-0.436	-0.552	-0.653	-0.758	-0.844	-0.889	-0.961
9/37	0.139	0.047	-0.049	-0.163	-0.293	-0.435	-0.589	-0.725	-0.908	-1.161	-1.292	-1.600
9/38	0.108	0.014	-0.088	-0.211	-0.353	-0.507	-0.667	-0.815	-1.015	-1.316	-1.500	-1.951
9/39	0.100	-0.011	-0.149	-0.318	-0.517	-0.721	-0.938	-1.128	-1.362	-1.634	-1.925	-2.381
9/40	0.112	-0.020	-0.168	-0.323	-0.484	-0.641	-0.803	-0.942	-1.101	-1.261	-1.401	-1.639

Tabelle A 3.2.5 : Balken B6, 2.Laststellung

Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 650.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}											
	0.000	0.102	0.205	0.307	0.410	0.512	0.616	0.692	0.769	0.846	0.846	0.923
1	-1.010	-0.525	0.060	0.630	1.210	1.760	2.315	2.765	3.290	3.895	4.260	5.135
2	-1.955	-1.095	-0.095	0.910	1.970	2.970	4.025	4.915	5.975	7.155	7.905	9.610
3	-2.610	-1.485	-0.155	1.210	2.685	4.095	5.615	6.895	8.425	10.180	11.360	13.920
4	-2.670	-1.270	0.240	1.795	3.480	5.075	6.810	8.295	10.110	12.250	13.670	16.930
5	-2.485	-0.975	0.560	2.150	3.890	5.575	7.400	8.990	11.020	13.635	15.290	19.340
6	-2.035	-0.650	0.655	1.985	3.440	4.865	6.385	7.695	9.315	11.265	12.605	15.735
7	-1.320	-0.180	0.625	1.390	2.185	2.940	3.725	4.390	5.200	6.160	6.720	8.110

Tabelle A 3.3.1 : Balken B6, 3.Laststellung

Längsstauchungen in mm/m $Q_{\max} = 475.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.105	0.211	0.263	0.421	0.526	0.632	0.737	0.842	0.895	0.947
5/13	2.179	2.166	2.149	2.138	2.120	2.104	2.094	2.081	2.070	2.061	2.062
6/10	2.599	2.617	2.641	2.650	2.687	2.713	2.745	2.787	2.839	2.882	2.934
6/11	2.558	2.579	2.603	2.615	2.653	2.679	2.710	2.750	2.799	2.840	2.891
7/13	2.170	2.144	2.129	2.112	2.087	2.067	2.053	2.037	2.022	2.010	2.009
8/10	2.574	2.589	2.617	2.623	2.659	2.685	2.714	2.751	2.797	2.833	2.880
8/12	2.570	2.583	2.610	2.615	2.651	2.676	2.707	2.746	2.794	2.831	2.882
9/13	2.282	2.241	2.215	2.196	2.154	2.127	2.101	2.088	2.073	2.067	2.062
11/12	2.573	2.599	2.624	2.639	2.679	2.709	2.741	2.784	2.832	2.864	2.917
6/5	-2.205	-2.184	-2.156	-2.146	-2.109	-2.088	-2.074	-2.001	-1.947	-1.919	-1.885
6/9	0.025	0.002	-0.020	-0.036	-0.074	-0.102	-0.117	-0.088	-0.065	-0.034	0.025
7/4	-3.980	-3.946	-3.905	-3.889	-3.835	-3.802	-3.754	-3.624	-3.524	-3.471	-3.412
8/6	-2.959	-2.897	-2.816	-2.782	-2.667	-2.578	-2.446	-2.283	-2.144	-2.034	-1.750
8/8	0.159	0.105	0.066	0.036	-0.031	-0.079	-0.110	-0.088	-0.099	-0.109	-0.089
10/6	-1.657	-1.593	-1.494	-1.445	-1.271	-1.134	-0.987	-0.726	-0.400	-0.189	0.014
10/8	-0.202	-0.288	-0.368	-0.420	-0.558	-0.660	-0.761	-0.883	-1.009	-1.093	-1.164
11/4	-1.740	-1.684	-1.607	-1.563	-1.423	-1.317	-1.211	-1.097	-1.010	-0.967	-0.937

Tabelle A 3.3.2 : Balken B6, 3.Laststellung

Bügeldehnungen $Q_{\max} = 475.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.105	0.211	0.263	0.421	0.526	0.632	0.737	0.842	0.895	0.947
6/1	-0.049	-0.052	-0.052	-0.054	-0.053	-0.050	-0.033	-0.020	0.002	0.021	0.448
6/2	0.065	0.061	0.066	0.066	0.080	0.100	0.164	0.261	0.342	0.611	2.514
6/3	-0.026	-0.037	-0.045	-0.052	-0.063	-0.070	-0.040	1.706	2.359	2.399	2.459
7/1	-0.068	-0.071	-0.071	-0.074	-0.074	-0.071	-0.071	0.039	0.122	0.266	2.035
7/2	0.255	0.254	0.258	0.256	0.262	0.274	0.282	1.750	2.149	3.047	3.471
7/3	0.147	0.145	0.148	0.145	0.155	0.184	0.280	2.660	2.718	2.599	2.559
8/1	-0.002	-0.016	-0.013	-0.019	-0.014	-0.013	0.002	0.942	2.114	3.054	4.523
8/2	-0.016	-0.024	-0.016	-0.020	-0.012	-0.007	0.121	0.216	0.439	0.885	1.284
8/3	0.382	0.367	0.366	0.359	0.371	0.438	1.161	1.177	1.320	1.418	1.413
10/1	0.252	0.249	0.264	0.274	0.367	0.456	0.553	0.672	0.800	0.888	0.962
10/2	0.131	0.126	0.130	0.127	0.194	0.296	0.429	0.605	0.799	0.925	1.039
10/3	0.219	0.211	0.213	0.205	0.205	0.210	0.212	0.236	0.265	0.274	0.270
11/2	0.884	0.887	0.905	0.915	0.973	1.006	1.042	1.106	1.195	1.256	1.310
11/3	0.278	0.284	0.293	0.302	0.395	0.523	0.654	0.805	0.965	1.059	1.138
12/1	0.805	0.818	0.893	0.948	1.107	1.226	1.348	1.481	1.615	1.701	1.780
12/3	0.573	0.577	0.600	0.629	0.833	0.994	1.105	1.189	1.254	1.286	1.314
13/1	-0.040	-0.023	0.017	0.048	0.151	0.223	0.297	0.378	0.457	0.505	0.544
13/2	0.038	0.047	0.133	0.192	0.337	0.431	0.533	0.645	0.757	0.824	0.883
13/3	0.200	0.193	0.193	0.200	0.311	0.421	0.545	0.679	0.818	0.897	0.967

Tabelle A 3.3.3 : Balken B6, 3.Laststellung
Betontrajektorienziehungen im Steg $Q_{\max} = 475.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}						
Meßstelle	0.000	0.105	0.211	0.421	0.632	0.737	0.842
8/17	-0.501	-0.563	-0.616	-0.735	-0.828	-0.982	-1.162
10/20	-1.318	-1.384	-1.503	-1.849	-2.243	-2.483	-2.812
12/26	-0.977	-1.023	-1.043	-1.174	-1.432	-1.604	-1.805
11/41	-0.444	-0.467	-0.494	-0.586	-0.735	-0.828	-0.954
13/42	-0.618	-0.638	-0.677	-0.828	-0.915	-1.025	-1.094
7/43	-0.529	-0.600	-0.625	-0.693	-0.787	-0.796	-0.947
11/44	-1.272	-1.364	-1.538	-1.945	-2.387	-2.590	-2.966
13/45	-0.510	-0.606	-0.666	-0.895	-0.977	-1.043	-1.140

Tabelle A 3.3.4 : Balken B6, 3.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 475.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
Meßstelle	0.000	0.105	0.211	0.263	0.421	0.526	0.632	0.737	0.842	0.895	0.947
9/37	0.038	-0.023	-0.075	-0.103	-0.199	-0.289	-0.419	-0.778	-1.014	-1.180	-1.357
9/38	-0.240	-0.291	-0.324	-0.345	-0.425	-0.512	-0.652	-0.924	-1.262	-1.513	-1.789
9/39	-0.364	-0.453	-0.543	-0.604	-0.797	-0.959	-1.139	-1.355	-1.587	-1.756	-1.908
9/40	-0.151	-0.241	-0.342	-0.400	-0.559	-0.679	-0.803	-0.952	-1.113	-1.222	-1.318

Tabelle A 3.3.5 : Balken B6, 3.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 475.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
Meßstelle	0.000	0.105	0.211	0.263	0.421	0.526	0.632	0.737	0.842	0.895	0.947
3	0.000	0.310	0.595	0.730	1.080	1.285	1.475	1.705	1.915	2.060	2.265
4	0.000	0.580	1.150	1.450	2.255	2.825	3.490	4.675	5.765	6.645	7.560
5	0.000	0.785	1.530	1.940	3.115	3.950	4.915	6.410	7.910	9.165	10.490
6	0.000	0.775	1.485	1.885	3.000	3.810	4.670	5.940	7.200	8.230	9.260
7	0.000	0.615	1.040	1.265	1.835	2.235	2.645	3.235	3.840	4.310	4.800

Tabelle A 4.1.1 : Balken B7, 1.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.343	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
1/5	-0.522	-0.513	-0.500	-0.485	-0.467	-0.457	-0.441	-0.440	-0.438	-0.444	-0.469	-0.478	-0.495	-0.514
2/6	-0.537	-0.501	-0.475	-0.446	-0.384	-0.354	-0.317	-0.285	-0.264	-0.250	-0.251	-0.247	-0.246	-0.244
3/4	-0.585	-0.497	-0.435	-0.369	-0.279	-0.232	-0.142	-0.060	0.062	0.145	0.239	0.356	0.462	0.529
3/7	-0.598	-0.513	-0.454	-0.391	-0.307	-0.264	-0.180	-0.115	-0.055	0.039	0.081	0.117	0.137	0.161
4/5	-0.613	-0.496	-0.419	-0.334	-0.245	-0.194	-0.111	-0.032	0.053	0.184	0.409	0.596	0.790	0.979
4/9	-0.023	-0.196	-0.304	-0.415	-0.558	-0.648	-0.730	-0.804	-0.887	-0.948	-1.032	-1.087	-1.145	-1.200
5/6	-0.593	-0.458	-0.369	-0.271	-0.168	-0.111	-0.066	-0.009	0.073	0.121	0.150	0.179	0.198	0.219
6/5	-0.619	-0.479	-0.381	-0.276	-0.164	-0.103	-0.041	0.066	2.197	-	-	-	-	-
6/9	0.000	-0.197	-0.317	-0.448	-0.593	-0.688	-0.774	-0.871	-1.077	-1.306	-1.646	-1.940	-2.281	-2.678
7/4	-0.665	-0.513	-0.411	-0.301	-0.182	-0.116	-0.050	0.058	0.103	0.091	0.085	0.089	0.089	0.088
7/7	-0.645	-0.499	-0.402	-0.295	-0.181	-0.118	0.004	0.211	0.321	0.307	0.303	0.309	0.309	0.308
8/6	-0.605	-0.461	-0.364	-0.261	-0.150	-0.089	-0.031	0.038	2.381	-	-	-	5.881	-
8/8	-0.003	-0.199	-0.322	-0.452	-0.594	-0.686	-0.766	-0.855	-1.058	-1.260	-1.560	-1.768	-1.965	-2.190
9/5	-0.645	-0.506	-0.409	-0.305	-0.199	-0.137	-0.071	0.058	0.190	0.252	0.265	0.281	0.293	0.306
10/6	-0.560	-0.460	-0.391	-0.320	-0.240	-0.183	-0.123	-0.060	0.011	0.117	0.529	0.702	0.794	0.873
10/8	-0.011	-0.167	-0.258	-0.351	-0.485	-0.542	-0.589	-0.660	-0.733	-0.789	-0.854	-0.876	-0.908	-0.944
11/4	-0.623	-0.547	-0.491	-0.432	-0.327	-0.278	-0.223	-0.146	-0.103	-0.054	-0.048	-0.036	-0.027	-0.019
11/7	-0.553	-0.482	-0.432	-0.380	-0.300	-0.261	-0.218	-0.163	-0.126	-0.099	-0.102	-0.093	-0.087	-0.083
12/5	-0.505	-0.471	-0.442	-0.409	-0.363	-0.348	-0.322	-0.287	-0.251	-0.269	-0.269	-0.270	-0.276	-0.285
13/6	-0.517	-0.516	-0.508	-0.502	-0.496	-0.492	-0.480	-0.485	-0.493	-0.504	-0.539	-0.552	-0.571	-0.594

Tabelle A 4.1.2 : Balken B7, 1.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.343	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
1/1	0.044	0.060	0.072	0.095	0.140	0.162	0.181	0.202	0.252	0.317	0.435	0.581	0.715	0.874
1/2	0.067	0.073	0.076	0.090	0.272	0.393	0.475	0.580	0.706	0.824	1.010	1.173	1.298	1.428
1/3	0.097	0.103	0.103	0.109	0.645	1.062	1.866	2.242	2.711	3.514	4.944	5.849	-	-
2/1	0.025	0.052	0.066	0.084	0.248	0.380	0.571	0.699	0.906	1.049	1.202	1.318	1.409	1.530
2/2	0.071	0.084	0.089	0.102	1.486	2.205	2.740	3.312	4.486	-	-	-	-	-
2/3	0.057	0.092	0.115	0.170	0.666	0.802	1.193	1.872	2.340	2.682	3.425	4.285	5.336	-
3/1	0.044	0.064	0.076	0.100	0.277	0.379	0.455	0.735	0.960	1.167	1.429	1.621	1.770	1.914
3/2	0.041	0.052	0.056	0.065	0.082	0.084	0.113	0.383	0.574	0.677	0.785	0.884	0.944	1.007
3/3	0.063	0.064	0.062	0.063	0.101	0.122	1.467	1.918	2.247	2.522	2.943	3.391	3.889	4.837
4/1	0.034	0.033	0.029	0.033	0.051	0.064	0.056	0.069	0.118	0.278	0.476	0.629	0.754	0.894
4/2	0.038	0.022	0.008	0.000	0.009	0.011	0.861	1.050	1.219	1.319	1.412	1.518	1.626	1.799
4/3	0.051	0.039	0.029	0.021	0.023	0.023	0.051	0.090	0.122	0.146	0.171	0.207	0.243	0.294
6/1	0.056	0.072	0.084	0.098	0.111	0.118	0.121	0.128	0.186	0.180	0.761	1.142	1.406	1.631
6/2	0.052	0.047	0.048	0.049	0.048	0.050	0.046	0.045	0.124	0.491	0.861	1.024	1.188	1.353
6/3	0.058	0.053	0.053	0.056	0.056	0.058	0.055	0.056	0.307	1.058	1.373	1.457	1.416	1.545
7/1	0.047	0.070	0.086	0.104	0.124	0.136	0.147	0.159	0.141	0.141	0.133	0.140	0.133	0.135
7/2	0.070	0.068	0.069	0.071	0.072	0.073	0.074	0.074	0.020	0.013	0.031	0.044	0.049	0.058
7/3	0.080	0.075	0.074	0.076	0.076	0.078	0.079	0.081	0.035	0.060	0.031	0.038	0.035	0.034
8/1	0.049	0.069	0.080	0.096	0.111	0.122	0.133	0.148	0.226	0.264	0.714	1.063	1.280	1.519
8/2	0.051	0.040	0.034	0.031	0.022	0.020	0.018	0.017	0.098	0.703	0.784	0.868	1.009	1.150
8/3	0.094	0.084	0.077	0.074	0.067	0.067	0.066	0.067	0.631	0.952	0.947	1.012	1.258	1.464
10/1	0.044	0.041	0.040	0.043	0.466	0.700	1.019	1.396	1.662	1.906	2.141	2.294	2.451	2.627
10/2	0.053	0.029	0.019	0.009	0.054	0.095	0.172	0.286	0.396	0.491	0.661	0.793	0.882	0.973
11/1	0.052	0.055	0.060	0.067	0.073	0.085	0.109	1.272	1.791	2.202	2.544	2.700	2.816	2.910
11/2	0.070	0.059	0.056	0.059	0.449	0.779	1.102	1.652	1.899	1.973	1.998	2.069	2.129	2.183
11/3	0.085	0.076	0.074	0.084	0.909	1.247	1.555	1.435	1.534	1.591	1.716	1.843	1.956	2.054
12/1	0.056	0.058	0.062	0.066	0.076	0.087	0.105	0.151	0.211	1.785	2.053	2.188	2.278	2.351
12/2	0.073	0.051	0.043	0.036	0.048	0.059	0.092	0.949	1.370	1.458	1.571	1.658	1.723	1.761
12/3	0.093	0.086	0.094	0.193	1.088	1.510	2.097	2.747	3.002	3.103	3.267	3.207	3.291	4.320
13/1	0.073	0.073	0.077	0.084	0.088	0.093	0.094	0.104	0.117	0.182	0.205	0.238	0.260	0.279
13/2	0.102	0.094	0.093	0.099	0.217	0.269	0.288	0.328	0.402	1.214	1.374	1.433	1.475	1.506

Tabelle A 4.1.3 : Balken B7, 1.Laststellung
Betonlängsdehnungen im Steg $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000	
3/9	-0.195	-0.211	-0.268	-0.426	-0.506	-0.579	-0.590	-0.723	-0.783	-0.872	-1.101	-1.195	-	-
11/24	-0.325	-0.400	-0.453	-0.483	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2/6	-0.309	-0.362	-0.373	-0.471	-0.474	-0.565	-	-	-	-	-	-	-	-
4/12	-0.211	-0.272	-0.352	-0.304	-0.325	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10/21	-0.261	-0.288	-0.414	-0.336	-0.382	-0.403	-0.481	-0.526	-0.579	-0.584	-	-	-	-
12/27	-0.247	-0.316	-0.254	-0.300	-0.316	-0.167	-	-	-	-	-	-	-	-
1/3	-0.394	-0.449	-0.423	-0.416	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13/30	-0.380	-0.391	-0.387	-0.366	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabelle A 4.1.4 : Balken B7, 1.Laststellung
Betonquerdehnungen im Steg $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
Meßstelle	0.000	0.229	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
3/7	0.101	0.112	0.137	0.066	0.133	0.110	0.098	0.057	0.096	0.103	0.076	0.110	- - -
11/22	0.016	-0.005	0.076	0.524	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
2/4	0.105	0.069	0.121	0.059	0.114	0.082	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
4/10	0.048	0.039	0.059	0.071	0.069	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
10/19	0.043	-0.025	-0.007	0.050	0.073	0.034	-0.021	-0.005	-0.016	1.181	- - -	- - -	- - -
12/25	0.034	0.018	-0.016	0.039	0.089	0.432	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
1/1	0.078	-0.037	0.073	1.222	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
13/28	0.119	0.050	0.254	0.698	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -

Tabelle A 4.1.5 : Balken B7, 1.Laststellung
Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}												
Meßstelle	0.000	0.229	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
3/8	-0.005	-0.094	-0.215	-0.407	-0.483	-0.551	-0.556	-0.691	-0.732	-0.895	-1.043	-1.137	-1.231
11/23	-0.133	-0.279	-0.348	-0.554	-0.590	-0.657	-0.707	-0.737	-0.815	-0.897	-0.902	-0.920	-0.911
2/5	0.009	-0.156	-0.181	-0.364	-0.375	-0.432	-0.540	-0.652	-0.680	-0.801	-0.835	-0.895	-0.966
4/11	-0.011	-0.098	-0.263	-0.293	-0.259	-0.426	-0.485	-0.453	-0.668	-0.579	-0.609	-0.650	-0.666
10/20	-0.094	-0.142	-0.272	-0.334	-0.384	-0.419	-0.465	-0.535	-0.600	-0.634	-0.668	-0.721	-0.771
12/26	-0.007	-0.185	-0.240	-0.300	-0.281	-0.215	-	-	-0.096	-0.176	-0.195	-0.229	-0.270
1/2	-0.034	-0.245	-0.288	-0.432	-0.462	-0.613	-0.691	-0.899	-0.913	-1.124	-1.211	-1.220	-1.309
13/29	-0.037	-0.213	-0.311	-0.487	-0.570	-0.638	-0.847	-0.947	-1.064	-1.206	-1.400	-1.455	-1.490

Tabelle A 4.1.6 : Balken B7, 1.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.343	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
5/31	0.001	-0.179	-0.286	-0.396	-0.545	-0.638	-0.741	-0.840	-0.941	-1.006	-1.097	-1.164	-1.227	-1.299
5/32	0.003	-0.187	-0.300	-0.421	-0.572	-0.667	-0.809	-0.951	-1.113	-1.230	-1.382	-1.491	-1.591	-1.696
5/33	0.012	-0.192	-0.314	-0.445	-0.589	-0.679	-0.788	-0.888	-1.024	-1.176	-1.385	-1.517	-1.632	-1.741
5/34	0.015	-0.178	-0.293	-0.417	-0.554	-0.639	-0.733	-0.828	-0.981	-1.170	-1.442	-1.621	-1.776	-1.925
7/35	0.009	-0.182	-0.297	-0.422	-0.561	-0.648	-0.727	-0.813	-0.969	-1.148	-1.369	-1.516	-1.655	-1.796
7/36	0.007	-0.179	-0.289	-0.409	-0.540	-0.623	-0.698	-0.780	-0.923	-1.084	-1.275	-1.394	-1.500	-1.606
9/37	0.018	-0.227	-0.368	-0.514	-0.680	-0.786	-0.880	-0.988	-1.200	-1.422	-1.759	-1.992	-2.212	-2.433
9/38	0.012	-0.165	-0.268	-0.379	-0.507	-0.589	-0.663	-0.742	-0.874	-1.018	-1.241	-1.386	-1.527	-1.677
9/39	0.005	-0.183	-0.288	-0.400	-0.560	-0.677	-0.788	-0.919	-1.058	-1.169	-1.329	-1.430	-1.513	-1.593
9/40	0.002	-0.171	-0.270	-0.367	-0.535	-0.630	-0.713	-0.803	-0.896	-0.972	-1.063	-1.123	-1.177	-1.234

Tabelle A 4.1.7 : Balken B7, 1.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 437 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.343	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
1	-1.430	-0.235	0.385	1.015	1.830	2.305	2.840	3.400	4.350	5.510	7.095	8.165	9.175	10.180
2	-2.560	-0.690	0.325	1.400	2.785	3.605	4.625	5.690	7.515	9.785	12.940	15.025	17.025	19.060
3	-3.320	-1.000	0.305	1.690	3.410	4.425	5.580	6.865	9.275	12.470	16.990	19.875	22.660	25.490
4	-3.555	-1.085	0.300	1.750	3.545	4.620	5.800	7.135	9.760	13.250	18.150	21.290	24.360	27.485
5	-3.355	-1.020	0.285	1.645	3.335	4.330	5.370	6.665	9.110	12.360	16.900	19.810	22.635	25.535
6	-2.590	-0.710	0.300	1.340	2.710	3.515	4.395	5.450	7.245	9.585	12.775	14.855	16.865	18.920
7	-1.405	-0.200	0.375	0.965	1.710	2.120	2.590	3.150	4.050	5.280	6.845	7.850	8.835	9.835

Tabelle A 4.1.8 : Balken B7, 1.Laststellung
Spanngliedkräfte in MN $Q_{\max} = 437.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}													
	0.000	0.229	0.343	0.457	0.571	0.629	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.943	0.971	1.000
K 1	0.098	0.098	0.099	0.100	0.101	0.102	0.103	0.104	0.106	0.110	0.116	0.120	0.124	0.127
K 2	0.099	0.099	0.100	0.101	0.102	0.102	0.103	0.104	0.107	0.111	0.116	0.120	0.123	0.127
K 3	0.098	0.098	0.099	0.100	0.102	0.102	0.103	0.104	0.107	0.111	0.117	0.121	0.125	0.128
K 4	0.100	0.100	0.101	0.102	0.104	0.104	0.105	0.106	0.109	0.113	0.119	0.123	0.127	0.131
K 5	0.105	0.106	0.107	0.108	0.110	0.110	0.112	0.112	0.115	0.120	0.127	0.131	0.135	0.140
K 6	0.105	0.105	0.106	0.108	0.109	0.110	0.111	0.112	0.115	0.119	0.126	0.130	0.134	0.139
K 7	0.106	0.108	0.109	0.110	0.111	0.112	0.113	0.114	0.117	0.121	0.128	0.132	0.136	0.140
K 8	0.108	0.109	0.110	0.111	0.113	0.113	0.114	0.115	0.118	0.122	0.129	0.133	0.137	0.141
K 9	0.106	0.107	0.108	0.109	0.111	0.111	0.112	0.113	0.116	0.120	0.127	0.131	0.135	0.139
K 10	0.108	0.109	0.110	0.111	0.113	0.113	0.114	0.115	0.118	0.122	0.129	0.133	0.137	0.141

Tabelle A 4.3.1 : Balken B7, 3.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 325.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.308	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.885	0.923	0.962	1.000
7/4	-0.963	-0.856	-0.789	-0.643	-0.570	-0.484	-0.384	-0.329	-0.277	-0.231	-0.185
7/7	-0.958	-0.845	-0.784	-0.646	-0.574	-0.477	-0.336	-0.248	-0.152	-0.057	0.102
8/8	-0.412	-0.642	-0.762	-0.891	-0.916	-0.943	-0.971	-0.987	-1.025	-1.046	-1.087
9/5	-0.984	-0.795	-0.682	-0.563	-0.487	-0.393	-0.273	-0.210	-0.149	-0.090	-0.035
10/6	-0.934	-0.789	-0.686	-0.560	-0.470	-0.346	-0.162	-0.040	0.094	0.232	0.362
10/8	-0.203	-0.360	-0.461	-0.554	-0.593	-0.629	-0.660	-0.676	-0.685	-0.698	-0.707
11/4	-0.913	-0.780	-0.679	-0.564	-0.504	-0.447	-0.395	-0.368	-0.343	-0.320	-0.298
11/7	-0.827	-0.722	-0.642	-0.552	-0.507	-0.464	-0.424	-0.402	-0.382	-0.360	-0.340
12/5	-0.745	-0.687	-0.650	-0.603	-0.577	-0.551	-0.526	-0.511	-0.498	-0.485	-0.473
13/6	-0.798	-0.778	-0.771	-0.754	-0.743	-0.732	-0.723	-0.718	-0.712	-0.709	-0.704

Tabelle A 4.3.2 : Balken B7, 3.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 325.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.308	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.885	0.923	0.962	1.000
6/1	0.282	0.159	0.147	0.180	0.197	0.214	0.236	0.247	0.418	0.584	0.682
6/2	0.282	0.283	0.280	0.442	0.584	0.751	0.911	0.953	1.013	1.077	1.158
6/3	0.028	0.002	0.059	1.348	1.855	2.506	5.565	-	-	-	-
7/1	0.090	0.108	0.125	0.357	0.513	0.624	0.664	0.707	1.151	1.447	1.821
7/2	0.104	0.147	0.174	5.748	-	-	-	-	-	-	-
7/3	0.093	0.089	0.095	0.156	0.180	0.205	0.234	0.257	0.267	0.283	0.295
8/1	0.181	0.149	0.139	1.380	2.291	4.421	-	-	-	-	-
8/2	0.177	0.180	0.180	0.463	0.681	0.856	1.002	1.098	1.140	1.201	1.240
8/3	0.319	0.298	0.300	0.455	0.495	0.528	0.568	0.607	0.667	0.794	0.981
10/1	0.346	0.306	0.447	0.753	0.890	1.020	1.151	1.215	1.283	1.349	1.411
10/2	0.333	0.316	0.354	0.452	0.499	0.547	0.594	0.619	0.642	0.664	0.684
11/1	0.511	0.567	0.830	1.184	1.358	1.528	1.699	1.785	1.869	1.952	2.030
11/2	0.517	0.548	0.712	0.999	1.151	1.293	1.425	1.492	1.554	1.615	1.671
11/3	0.887	0.857	0.975	1.139	1.226	1.312	1.395	1.439	1.482	1.527	1.572
12/1	0.398	0.506	0.796	1.067	1.195	1.323	1.455	1.527	1.595	1.665	1.733
12/2	0.627	0.617	0.654	0.795	0.904	1.019	1.133	1.192	1.248	1.303	1.354

Tabelle A 4.3.3 : Balken B7, 3.Laststellung
Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{\max} = 325.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}							
	0.000	0.308	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.923
11/23	-0.240	-0.387	-0.416	-0.515	-0.620	-0.602	-0.627	-0.675
6/14	-0.167	-0.126	-0.078	-0.098	-0.124	-	-	-
8/17	-0.346	-0.437	-0.547	-0.540	-0.604	-0.684	-0.730	-0.856
10/20	-0.169	-0.279	-0.384	-0.444	-0.506	-0.538	-0.535	-0.565
12/26	0.577	0.497	0.435	0.332	0.302	0.247	0.156	0.121
13/29	-0.062	-0.508	-0.622	-0.792	-0.835	-0.975	-1.062	-1.119

Tabelle A 4.3.4 : Balken B7, 3.Laststellung
Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 325.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.308	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.885	0.923	0.962	1.000
9/37	-0.210	-0.513	-0.689	-1.003	-1.149	-1.284	-1.429	-1.514	-1.593	-1.690	-1.811
9/38	-0.353	-0.477	-0.548	-0.733	-0.855	-0.997	-1.183	-1.300	-1.418	-1.560	-1.727
9/39	-0.329	-0.507	-0.634	-0.805	-0.896	-0.989	-1.095	-1.157	-1.208	-1.264	-1.315
9/40	-0.230	-0.393	-0.524	-0.669	-0.745	-0.823	-0.905	-0.953	-0.999	-1.053	-1.103

Tabelle A 4.3.5 : Balken B7, 3.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 325.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.308	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.885	0.923	0.962	1.000
3	0.000	0.820	1.210	1.750	2.005	2.350	2.765	3.065	3.310	3.590	3.845
4	0.000	1.435	2.145	3.365	3.970	4.675	5.570	6.165	6.855	7.590	8.470
5	0.000	1.810	2.730	4.140	4.860	5.675	6.620	7.250	7.970	8.775	9.740
6	0.000	1.805	2.695	3.920	4.550	5.240	6.040	6.550	7.105	7.720	8.435
7	0.000	1.405	1.895	2.550	2.890	3.255	3.675	3.935	4.220	4.535	4.905

Tabelle A 4.3.6 : Balken B7, 3.Laststellung
Spanngliedkräfte in MN $Q_{\max} = 325.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q/Q_{\max}										
	0.000	0.308	0.462	0.615	0.692	0.769	0.846	0.885	0.923	0.962	1.000
K 1	0.090	0.090	0.091	0.092	0.092	0.093	0.093	0.094	0.094	0.095	0.096
K 2	0.091	0.090	0.091	0.091	0.092	0.092	0.093	0.093	0.094	0.094	0.095
K 3	0.089	0.089	0.090	0.091	0.091	0.092	0.092	0.093	0.093	0.094	0.095
K 4	0.091	0.091	0.092	0.093	0.093	0.094	0.095	0.095	0.096	0.096	0.097
K 5	0.096	0.097	0.097	0.098	0.099	0.099	0.100	0.100	0.101	0.102	0.103
K 6	0.095	0.096	0.096	0.097	0.098	0.098	0.099	0.099	0.100	0.101	0.102
K 7	0.097	0.097	0.098	0.099	0.099	0.100	0.101	0.101	0.102	0.102	0.103
K 8	0.098	0.099	0.100	0.101	0.101	0.102	0.102	0.103	0.103	0.104	0.105
K 9	0.096	0.097	0.098	0.099	0.099	0.099	0.100	0.101	0.101	0.102	0.103
K 10	0.098	0.099	0.100	0.100	0.101	0.101	0.102	0.102	0.103	0.103	0.104

Tabelle A 5.1.1 : Balken B8, 1.Laststellung
Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{\max}											
Meßstelle	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.913	0.957	1.000
1/5	-0.730	-0.728	-0.685	-0.659	-0.632	-0.594	-0.572	-0.546	-0.551	-0.571	-0.585	-0.621
2/6	-0.760	-0.750	-0.690	-0.657	-0.615	-0.559	-0.503	-0.481	-0.479	-0.491	-0.483	-0.485
3/4	-0.878	-0.808	-0.678	-0.609	-0.528	-0.402	-0.273	-0.080	0.035	0.083	0.089	0.114
3/7	-0.896	-0.837	-0.710	-0.643	-0.565	-0.445	-0.323	-0.222	-0.023	0.037	0.047	0.075
4/5	-0.789	-0.712	-0.580	-0.510	-0.438	-0.325	-0.215	-0.071	0.229	0.440	0.678	0.835
4/9	-0.021	-0.175	-0.346	-0.452	-0.591	-0.714	-0.834	-0.962	-1.057	-1.151	-1.203	-1.306
5/6	-0.940	-0.848	-0.667	-0.561	-0.438	-0.333	-0.192	0.109	0.237	0.332	0.374	0.464
6/5	-0.771	-0.671	-0.507	-0.416	-0.313	-0.218	-0.112	-0.004	1.110	1.302	1.382	1.472
6/9	0.005	-0.197	-0.415	-0.546	-0.706	-0.860	-1.022	-1.315	-1.839	-2.599	-3.207	-4.503
7/4	-0.862	-0.761	-0.587	-0.491	-0.380	-0.271	-0.150	1.941	-	-	-	-
7/7	-0.857	-0.755	-0.582	-0.485	-0.373	-0.263	-0.098	0.416	5.086	-	-	-
8/6	-0.877	-0.764	-0.582	-0.480	-0.363	-0.252	-0.127	2.030	-	-	-	-
8/8	0.014	-0.194	-0.421	-0.557	-0.721	-0.871	-1.021	-1.317	-1.793	-2.600	-3.447	-5.033
9/5	-0.834	-0.734	-0.564	-0.471	-0.368	-0.272	-0.166	0.075	0.236	0.343	0.358	0.388
10/6	-0.907	-0.815	-0.658	-0.574	-0.486	-0.391	-0.253	-0.096	0.253	0.408	0.446	0.497
10/8	-0.005	-0.165	-0.335	-0.437	-0.566	-0.686	-0.815	-0.954	-1.063	-1.150	-1.202	-1.286
11/4	-0.801	-0.751	-0.642	-0.584	-0.514	-0.438	-0.333	-0.242	-0.197	-0.175	-0.168	-0.164
11/7	-0.789	-0.723	-0.611	-0.551	-0.483	-0.405	-0.300	-0.207	-0.170	-0.151	-0.148	-0.146

Tabelle A 5.1.2 : Balken B8, 1.Laststellung
Bügeldehnungen $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{\max}											
Meßstelle	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.913	0.957	1.000
1/1	0.058	0.090	0.119	0.139	0.173	1.177	1.392	1.552	1.753	1.911	2.018	2.214
1/2	0.097	0.113	0.124	0.146	0.286	0.442	0.564	1.544	1.834	2.016	2.139	2.335
1/3	0.064	0.087	0.107	0.146	0.438	0.630	0.804	1.023	1.195	1.301	1.392	1.596
2/1	0.037	0.068	0.096	0.115	0.142	0.931	1.110	1.492	1.760	1.965	2.090	2.316
2/2	0.074	0.098	0.117	0.136	0.212	0.304	0.750	1.378	1.737	1.996	2.149	2.427
2/3	0.101	0.123	0.142	0.247	0.721	1.050	1.546	1.783	2.013	2.174	2.268	2.436
3/2	0.056	0.082	0.096	0.104	0.135	0.299	0.695	0.984	1.349	1.586	1.714	1.981
4/1	0.028	0.058	0.075	0.083	0.099	0.171	0.267	0.448	1.086	1.413	1.551	1.818
4/2	0.057	0.080	0.085	0.086	0.095	0.836	1.396	1.732	1.993	2.208	2.302	2.578
4/3	0.085	0.092	0.086	0.082	0.088	0.203	0.297	0.402	0.495	0.649	0.914	1.192
6/1	0.042	0.053	0.069	0.079	0.093	0.099	0.115	0.118	0.137	0.125	0.083	0.059
6/2	0.079	0.074	0.070	0.070	0.072	0.066	0.067	0.049	0.214	0.369	0.446	0.547
6/3	0.085	0.073	0.061	0.056	0.052	0.041	0.038	0.014	0.031	0.020	0.020	0.015
7/1	0.041	0.056	0.072	0.082	0.098	0.108	0.126	0.155	0.171	0.215	0.484	0.561
7/2	0.070	0.075	0.077	0.079	0.085	0.085	0.092	0.088	0.446	0.688	0.715	0.657
7/3	0.112	0.106	0.096	0.093	0.092	0.085	0.086	0.116	0.145	0.511	0.636	0.617
8/1	0.059	0.075	0.092	0.102	0.113	0.122	0.134	0.202	0.244	0.525	0.709	0.830
8/2	0.074	0.074	0.072	0.072	0.072	0.069	0.069	0.183	-	-	-	1.022
8/3	0.099	0.086	0.074	0.068	0.062	0.052	0.045	0.113	0.272	0.416	0.288	0.366
10/2	0.075	0.056	0.033	0.019	0.012	0.011	0.742	0.974	1.022	1.048	1.095	1.194
10/3	0.080	0.057	0.035	0.021	0.019	0.032	0.040	0.218	0.700	0.832	0.877	0.986
11/1	0.060	0.072	0.082	0.088	0.107	0.176	0.533	1.069	1.286	1.409	1.495	1.628
11/2	0.073	0.070	0.065	0.064	0.064	0.086	0.226	0.402	0.496	0.682	0.769	0.941
11/3	0.099	0.083	0.067	0.064	0.191	0.344	1.172	1.567	1.802	1.894	1.977	2.127

Tabelle A 5.1.3 : Balken B8, 1.Laststellung
Betonlängsdehnungen im Steg $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{\max}									
Meßstelle	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.957
3/9	-0.394	-0.391	-0.506	-0.481	-0.529	-0.616	-0.645	-0.645	-0.737	-0.870
11/24	-0.336	-0.357	-0.444	-0.421	-0.453	-0.542	-	-	-	-
2/6	-0.462	-0.483	-0.487	-0.478	-0.449	-	-	-	-	-
4/12	-0.492	-0.508	-0.535	-0.517	-0.542	-	-	-	-	-
10/21	-0.407	-0.419	-0.439	-0.432	-0.460	-0.476	-	-	-	-
12/27	-0.394	-0.403	-0.426	-0.432	-0.428	-0.499	-	-	-	-
1/3	-0.588	-0.519	-0.664	-0.538	-0.627	-	-	-	-	-
13/30	-0.586	-0.586	-0.604	-0.609	-0.620	-	-	-	-	-

Tabelle A 5.1.4 : Balken B8, 1.Laststellung
 Betonquerdehnungen im Steg $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{\max}									
	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.957
3/7	-0.007	-0.007	0.059	0.069	0.117	0.105	-0.034	0.032	-0.023	-0.011
11/22	-0.007	0.018	0.027	0.059	0.021	0.105	-	-	-	-
2/4	0.009	0.027	-0.005	0.009	0.030	-	-	-	-	-
4/10	-0.009	-0.092	-0.018	-0.078	-0.018	-	-	-	-	-
10/19	0.007	0.002	0.000	0.034	0.034	0.016	-	-	-	-
12/25	-0.007	0.025	-0.011	-0.021	0.037	-0.007	-	-	-	-
1/1	0.055	0.066	0.110	0.213	0.682	-	-	-	-	-
13/28	0.053	0.062	0.073	0.165	0.378	-	-	-	-	-

Tabelle A 5.1.5 : Balken B8, 1.Laststellung
 Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{\max}									
	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.957
3/8	-0.121	-0.229	-0.394	-0.336	-0.437	-0.483	-0.625	-0.703	-0.863	-1.016
11/23	-0.133	-0.215	-0.327	-0.382	-0.416	-0.529	-0.501	-0.627	-0.858	-1.153
2/5	-0.156	-0.213	-0.330	-0.359	-0.421	-0.522	-0.586	-0.675	-0.815	-0.890
4/11	-0.201	-0.279	-0.362	-0.416	-0.508	-0.430	-0.458	-0.540	-1.018	-1.929
10/20	-0.149	-0.240	-0.302	-0.368	-0.416	-0.490	-0.533	-0.840	-1.323	-1.835
12/26	-0.057	-0.149	-0.176	-0.204	-0.275	-0.359	-0.609	-0.719	-0.870	-0.995
1/2	-0.199	-0.279	-0.348	-0.469	-0.533	-0.700	-0.966	-1.137	-1.423	-1.883
13/29	-0.245	-0.357	-0.458	-0.604	-0.803	-0.966	-1.348	-1.590	-1.801	-2.217

Tabelle A 5.1.6 : Balken B8, 1.Laststellung
 Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{\max}											
	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.913	0.957	1.000
5/31	0.017	-0.127	-0.281	-0.373	-0.475	-0.609	-0.745	-0.895	-0.999	-1.091	-1.144	-1.241
5/32	0.031	-0.161	-0.368	-0.492	-0.639	-0.828	-1.024	-1.286	-1.583	-1.842	-1.994	-2.282
5/33	0.034	-0.151	-0.353	-0.475	-0.620	-0.765	-0.918	-1.173	-1.582	-1.943	-2.217	-2.674
5/34	0.043	-0.174	-0.414	-0.557	-0.730	-0.890	-1.060	-1.364	-1.864	-2.330	-2.702	-3.374
7/35	0.034	-0.137	-0.319	-0.430	-0.562	-0.680	-0.804	-1.008	-1.313	-1.577	-1.763	-2.022
7/36	0.038	-0.159	-0.375	-0.508	-0.667	-0.812	-0.963	-1.236	-1.645	-2.007	-2.268	-2.688
9/37	0.051	-0.150	-0.372	-0.505	-0.663	-0.805	-0.960	-1.233	-1.609	-1.950	-2.260	-2.782
9/38	0.039	-0.161	-0.375	-0.508	-0.667	-0.815	-0.985	-1.254	-1.620	-1.974	-2.288	-2.809
9/39	0.033	-0.154	-0.357	-0.483	-0.641	-0.791	-0.999	-1.254	-1.485	-1.718	-1.845	-2.053
9/40	0.031	-0.141	-0.328	-0.440	-0.584	-0.716	-0.886	-1.083	-1.227	-1.358	-1.427	-1.540

Tabelle A 5.1.7 : Balken B8, 1.Laststellung
 Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 575.0 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{\max}											
	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.913	0.957	1.000
1	-2.175	-0.955	0.165	0.810	1.570	2.435	3.310	4.745	6.950	8.775	10.335	12.590
2	-3.780	-1.910	-0.020	1.040	2.335	3.855	5.490	8.205	12.535	16.180	19.315	23.885
3	-4.810	-2.495	-0.125	1.195	2.800	4.575	6.520	10.060	16.195	21.385	25.990	32.625
4	-5.045	-2.665	-0.180	1.220	2.905	4.715	6.725	10.450	16.950	22.510	27.520	34.595
5	-4.740	-2.440	-0.100	1.215	2.805	4.485	6.385	9.810	15.600	20.565	25.125	31.575
6	-3.660	-1.785	0.025	1.040	2.285	3.615	5.160	7.745	11.835	15.355	18.500	22.975
7	-1.985	-0.725	0.315	0.875	1.570	2.300	3.095	4.395	6.435	8.130	9.675	11.845

Tabelle A 5.1.8 : Balken B8

Spanngliedkräfte in MN $Q_{max} = 575.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{\max}											
Meßstelle	0.000	0.174	0.348	0.435	0.522	0.609	0.696	0.783	0.870	0.913	0.957	1.000
K 1	0.131	0.130	0.131	0.132	0.132	0.134	0.135	0.138	0.146	0.151	0.157	0.164
K 2	0.130	0.130	0.131	0.132	0.133	0.134	0.135	0.139	0.146	0.151	0.157	0.164
K 3	0.130	0.129	0.131	0.132	0.133	0.134	0.136	0.140	0.147	0.154	0.160	0.168
K 4	0.132	0.131	0.132	0.133	0.134	0.135	0.137	0.140	0.148	0.154	0.161	0.169
K 5	0.141	0.141	0.143	0.144	0.146	0.147	0.149	0.153	0.161	0.168	0.175	0.184
K 6	0.142	0.142	0.144	0.145	0.146	0.147	0.149	0.153	0.162	0.169	0.176	0.184
K 7	0.146	0.146	0.148	0.150	0.151	0.152	0.153	0.157	0.166	0.172	0.179	0.188
K 8	0.146	0.146	0.149	0.150	0.151	0.152	0.154	0.157	0.166	0.173	0.180	0.188
K 9	0.147	0.148	0.150	0.151	0.152	0.154	0.155	0.159	0.168	0.174	0.181	0.190
K 10	0.149	0.150	0.152	0.153	0.155	0.156	0.157	0.161	0.170	0.177	0.184	0.192

Tabelle A 5.3.1 : Balken B8, 3.Laststellung

Längsstahldehnungen in mm/m $Q_{max} = 437.5 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{\max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.457	0.571	0.686	0.743	0.800	0.829	0.857	0.886	0.914	0.943	0.971	1.000
8/8	-3.047	-3.390	-3.632	-3.790	-3.900	-3.956	-4.005	-4.043	-4.064	-4.087	-4.106	-4.137	-4.153	-4.232
9/5	-1.077	-0.909	-0.726	-0.617	-0.501	-0.421	-0.323	-0.259	-0.185	-0.098	-0.022	0.045	0.096	0.169
10/6	-1.183	-1.011	-0.831	-0.709	-0.574	-0.480	-0.377	-0.314	-0.252	-0.177	-0.101	-0.018	0.053	0.141
10/8	-0.261	-0.393	-0.573	-0.677	-0.775	-0.833	-0.893	-0.927	-0.955	-0.995	-1.028	-1.066	-1.098	-1.137
11/4	-1.055	-0.924	-0.782	-0.692	-0.602	-0.550	-0.505	-0.480	-0.459	-0.435	-0.412	-0.389	-0.371	-0.350
11/7	-1.006	-0.887	-0.751	-0.666	-0.578	-0.528	-0.487	-0.464	-0.445	-0.424	-0.402	-0.379	-0.362	-0.339
13/6	-1.081	-1.019	-0.979	-0.952	-	-	-	-0.886	-0.878	-0.870	-0.862	-0.853	-0.847	-0.838

Tabelle A 5.3.2 : Balken B8, 3.Laststellung

Bügeldehnungen $Q_{max} = 437.5 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{max}													
Meßstelle	0.000	0.229	0.457	0.571	0.686	0.743	0.800	0.829	0.857	0.886	0.914	0.943	0.971	1.000
6/1	0.067	0.039	0.025	0.042	0.040	0.041	0.061	0.066	0.076	0.090	0.103	0.118	0.129	0.528
6/2	0.367	0.377	0.404	1.091	1.531	1.874	2.132	2.213	2.297	2.414	2.498	2.512	2.525	2.722
6/3	0.068	0.026	0.008	0.093	0.615	1.050	1.365	1.477	1.578	1.732	1.898	2.060	2.058	2.240
7/1	0.101	0.118	0.133	0.306	0.871	1.235	1.420	1.439	1.454	1.489	1.517	1.560	1.617	1.824
7/2	0.129	0.178	0.299	1.234	1.807	2.210	2.450	2.500	2.525	2.598	2.676	2.702	2.768	2.824
7/3	0.191	0.195	0.219	0.315	0.445	0.610	2.886	2.886	2.851	2.855	2.766	2.656	2.571	- -
8/1	0.323	0.335	0.331	0.348	0.849	1.322	2.385	2.639	2.788	2.837	2.845	2.798	2.765	2.667
8/2	0.008	0.007	-0.015	0.037	0.092	0.125	0.356	0.457	0.577	0.738	0.848	0.974	1.086	1.413
8/3	0.244	0.233	0.232	0.288	0.340	0.397	0.488	0.520	0.565	0.638	0.765	0.915	1.073	1.224
10/2	0.380	0.354	0.331	0.361	0.397	0.426	0.459	0.480	0.504	0.529	0.557	0.587	0.614	0.633
10/3	0.369	0.356	0.359	0.406	0.462	0.501	0.544	0.570	0.597	0.628	0.664	0.702	0.734	0.776
11/1	0.414	0.460	0.631	0.787	0.932	1.008	1.077	1.112	1.145	1.181	1.218	1.254	1.286	1.326
11/2	0.445	0.454	0.504	0.564	0.622	0.654	0.681	0.695	0.708	0.724	0.738	0.753	0.763	0.776
11/3	0.548	0.567	0.716	0.956	1.191	1.312	1.423	1.483	1.535	1.592	1.648	1.703	1.749	1.809

Tabelle A 5.3.3 : Balken B8, 3.Laststellung

Betontrajektoriendehnungen im Steg $Q_{max} = 437.5 \text{ kN}$

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{max}									
	0.000	0.229	0.457	0.571	0.686	0.743	0.800	0.857	0.914	0.971
11/23	-0.247	-0.261	-0.380	-0.494	-0.638	-0.684	-0.725	-0.753	-0.847	-0.890
6/17	-0.103	-0.325	-0.492	-0.634	-0.812	-0.874	-0.936	-1.041	-1.304	-1.547
10/20	0.064	-0.078	-0.181	-0.373	-0.693	-0.815	-0.950	-1.023	-1.153	-1.339
12/26	-0.153	-0.231	-0.359	-0.435	-0.581	-	-0.659	-0.664	-0.689	-0.776
13/29	-0.860	-0.952	-1.339	-1.524	-1.741	-1.732	-1.842	-1.897	-1.995	-2.048
6/41	0.000	-0.069	-0.229	-0.238	-0.387	-0.414	-0.604	-0.705	-0.842	-0.924
8/42	0.000	-0.142	-0.293	-0.586	-0.810	-0.860	-0.513	-0.597	-0.664	-0.751

Tabelle A 5.3.4 : Balken B8, 3.Laststellung

Betonstauchungen auf der Balkenoberseite $Q_{max} = 437.0 \text{ kN}$

	Belastungsgrad Q_{\max}														
Meßstelle	0.000	0.229	0.457	0.571	0.686	0.743	0.800	0.829	0.857	0.886	0.914	0.943	0.971	1.000	
9/37	-	-	-	-	-0.431	-0.786	-0.963	-1.196	-1.291	-1.373	-1.488	-1.593	-1.720	-1.819	-2.038
9/38	-0.750	-0.900	-1.115	-1.279	-1.482	-1.628	-1.855	-1.957	-2.048	-2.180	-2.310	-2.466	-2.595	-2.863	
9/39	-0.433	-0.638	-0.890	-1.054	-1.221	-1.322	-1.422	-1.476	-1.522	-1.583	-1.638	-1.701	-1.754	-1.824	
9/40	-0.258	-0.428	-0.653	-0.793	-0.926	-1.001	-1.075	-1.114	-1.148	-1.191	-1.231	-1.277	-1.315	-1.369	

Tabelle A 5.3.5 : Balken B8, 3.Laststellung
Durchbiegungen in mm $Q_{\max} = 437$ kN

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{\max}													
	0.000	0.229	0.457	0.571	0.686	0.743	0.800	0.829	0.857	0.886	0.914	0.943	0.971	1.000
3	0.000	0.810	1.335	1.600	1.845	2.015	2.150	2.235	2.295	2.390	2.465	2.565	2.645	2.785
4	0.000	1.335	2.415	3.125	3.860	4.340	5.020	5.330	5.610	5.985	6.340	6.780	7.145	8.190
5	0.000	1.690	3.150	4.085	5.065	5.705	6.540	6.945	7.315	7.810	8.300	8.905	9.430	10.725
6	0.000	1.645	3.035	3.895	4.770	5.315	5.990	6.330	6.630	7.030	7.420	7.900	8.295	9.245
7	0.000	1.260	2.080	2.550	3.010	3.305	3.650	3.830	3.985	4.190	4.390	4.630	4.840	5.305

Tabelle A 5.3.6 : Balken B7
Spanngliedkräfte in MN $Q_{\max} = 437$ kN

Meßstelle	Belastungsgrad Q_{\max}													
	0.000	0.229	0.457	0.571	0.686	0.743	0.800	0.829	0.857	0.886	0.914	0.943	0.971	1.000
K 1	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125	0.126	0.126	0.126	0.126	0.127	0.127	0.127	0.128
K 2	0.123	0.123	0.123	0.123	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125	0.125	0.126	0.126	0.126	0.127
K 3	0.122	0.122	0.123	0.124	0.125	0.125	0.126	0.126	0.126	0.126	0.127	0.127	0.127	0.128
K 4	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.126	0.126	0.126	0.127	0.127	0.127	0.128	0.128	0.129
K 5	0.133	0.133	0.134	0.135	0.136	0.136	0.137	0.137	0.137	0.138	0.138	0.138	0.139	0.140
K 6	0.133	0.133	0.134	0.135	0.136	0.136	0.137	0.137	0.137	0.138	0.138	0.139	0.139	0.140
K 7	0.136	0.137	0.138	0.139	0.140	0.140	0.141	0.141	0.141	0.142	0.142	0.142	0.143	0.144
K 8	0.137	0.138	0.139	0.139	0.140	0.140	0.141	0.141	0.141	0.142	0.142	0.143	0.143	0.144
K 9	0.138	0.139	0.140	0.141	0.141	0.142	0.142	0.143	0.143	0.143	0.144	0.144	0.145	0.146
K 10	0.140	0.140	0.142	0.142	0.143	0.143	0.144	0.144	0.144	0.145	0.145	0.146	0.146	0.147

Balken 84, 1. Laststellung Schubrisse im Steg in 1/100 mm

Querkraft in kN	linke Seite, $\nu_{s,bü} = 0.19\%$			rechte Seite, $\nu_{s,bü} = 0.54\%$		
	Σw	w_m	w_{max}	Σw	w_m	w_{max}
225	75	25	35	32	16	17
250	54	27	32	102	17	19
275	186	31	38	108	18	20
300	198	33	64	160	20	25
325	280	35	90	208	23	26
350	352	44	112	248	26	31

Balken 85, 1. Laststellung Schubrisse im Steg in 1/100 mm

Querkraft in kN	linke Seite, $\nu_{s,bü} = 0.54\%$			rechte Seite, $\nu_{s,bü} = 1.08\%$		
	Σw	w_m	w_{max}	Σw	w_m	w_{max}
275	42	14	16	16	8	9
300	51	17	32	32	8	10
350	92	23	39	45	9	12
400	209	26	40	54	9	13
450	256	32	64	77	11	18
500	332	39	88	84	12	20
525	384	48	110	98	14	24

Balken 86, 1. Laststellung Schubrisse im Steg in 1/100 mm

Querkraft in kN	linke Seite, $\nu_{s,bü} = 0.79\%$			rechte Seite, $\nu_{s,bü} = 1.20\%$		
	Σw	w_m	w_{max}	Σw	w_m	w_{max}
300	60	15	19	18	9	10
350	126	21	30	33	11	14
400	182	26	44	42	14	16
450	210	30	56	105	15	18
500	245	35	74	120	15	18
525	343	49	101	144	18	24

Balken 87, 1. Laststellung Schubrisse im Steg in 1/100 mm

Querkraft in kN	linke Seite, $\nu_{s,bü} = 0.40\%$			rechte Seite, $\nu_{s,bü} = 0.50\%$		
	Σw	w_m	w_{max}	Σw	w_m	w_{max}
250	24	8	9	21	7	9
300	96	12	14	88	11	15
350	189	21	36	171	19	28
400	252	28	56	225	25	36
425	315	35	60	279	31	38

Balken 88, 1. Laststellung Schubrisse im Steg in 1/100 mm

Querkraft in kN	linke Seite, $\nu_{s,bü} = 0.78\%$			rechte Seite, $\nu_{s,bü} = 1.18\%$		
	Σw	w_m	w_{max}	Σw	w_m	w_{max}
300	21	7	9	12	4	6
350	54	9	21	36	6	8
400	132	12	22	77	7	11
450	154	14	28	88	8	12
500	198	18	42	110	10	14
550	253	23	50	132	12	18

Tabelle A7 : gemessene Schubrißbreiten